



TITLE:

コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

松田, 好史

CITATION:

松田, 好史. コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究. 京都大学, 2005, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2005-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r11644>

RIGHT:

コンクリートセグメントと鋼より線を用いた 耐震補強に関する研究

2005年1月

松 田 好 史

コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究

第1章 緒論

1.1 本研究の背景	1
1.2 本研究の目的	4
1.3 本研究の構成	6
参考文献	9

第2章 維持管理に配慮した耐震補強方法の提案

2.1 はじめに	11
2.2 鉄道構造物の維持管理の現況	12
2.2.1 概要	12
2.2.2 維持管理の体系	12
2.2.3 コンクリート構造物の変状要因	14
2.2.4 コンクリート構造物の補修・補強の現状と課題	19
2.2.5 維持管理と補修・補強のあり方	21
2.3 既設構造物の耐震補強の現況	22
2.3.1 概要	22
2.3.2 既設構造物の耐震補強の考え方	25
2.3.3 既往の各種耐震補強工法の特徴と課題	32
2.4 維持管理に配慮した新しい耐震補強方法の提案	35
2.4.1 新しい耐震補強方法の提案	35
2.4.2 既往の各種耐震補強工法との比較	36
2.5 まとめ	39
参考文献	41

第3章 コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究

3.1 はじめに	43
3.2 コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する実験概要	43
3.2.1 試験体の種類および諸元	43
3.2.2 使用材料	49
3.2.3 載荷方法	50
3.2.4 計測方法	51
3.3 実験結果および考察	51
3.3.1 試験体の損傷状況	51
3.3.2 荷重 - 変位の履歴	63

3.3.3	軸方向鉄筋のひずみ	64
3.3.4	帯鉄筋，鋼板，鋼より線のひずみ	65
3.3.5	ひび割れ視認性	71
3.3.6	変形性能	73
3.3.7	変形性能の評価	75
3.4	コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する解析概要	80
3.4.1	解析モデル	80
3.4.2	構成モデルおよび材料特性	80
3.5	解析結果と考察	81
3.5.1	荷重 - 変位関係	81
3.5.2	軸方向鉄筋，帯鉄筋，鋼より線のひずみ	83
3.6	まとめ	85
	参考文献	87

第4章 コンクリートセグメントおよび鋼より線のシステムに関する研究

4.1	はじめに	89
4.2	コンクリートセグメントの形状に関する評価	89
4.2.1	コンクリートセグメントの円弧部半径	91
4.2.2	コンクリートセグメントの端部厚さ	91
4.3	コンクリートセグメント形状の非線形有限要素解析による検討	93
4.3.1	解析概要	93
4.3.2	解析モデルおよび材料特性	93
4.3.3	予備解析等	94
4.3.4	コンクリートセグメントの支圧強度解析	95
4.4	コンクリートセグメント形状の実物大模型実験による検討	97
4.4.1	実験概要	97
4.4.2	実験結果および考察	99
4.5	鋼より線のシステムに関する評価	106
4.5.1	鋼より線の材料特性	106
4.5.2	鋼より線の定着	107
4.5.3	鋼より線の継手	108
4.6	鋼より線の初期緊張力	110
4.6.1	コンクリートセグメントと鋼より線との摩擦力	111
4.7	鋼より線の耐食性に関する既往の研究	115
4.8	まとめ	117
	参考文献	120

第 5 章	コンクリートセグメントと鋼より線との相対挙動に関する研究	
5.1	はじめに	121
5.2	鋼より線のアンボンド効果に関する実験的検討	121
5.2.1	試験体の諸元および使用材料	121
5.2.2	試験方法および計測方法	124
5.2.3	実験結果と考察	127
5.3	鋼より線のアンボンド効果に関する解析的検討	142
5.3.1	解析概要	142
5.3.2	解析結果と考察	143
5.3.3	試験体における被覆モルタルの影響	146
5.4	有限要素解析による補強柱の温度変化に伴う挙動	149
5.4.1	解析概要	149
5.4.2	解析結果	150
5.5	現場測定による補強柱の温度変化に伴う挙動	152
5.5.1	測定概要	152
5.5.2	測定結果	153
5.6	まとめ	157
	参考文献	160
第 6 章	結論	
6.1	はじめに	161
6.2	本研究により得られた結論	162
6.3	耐震補強された柱の維持管理に関するシナリオと課題	170
	参考文献	175
	謝辞	177

第1章 緒論

1.1 本研究の背景

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震（M7.2）により，山陽新幹線および在来線において鉄筋コンクリート（RC）ラーメン高架橋やRCラーメン橋台の柱および橋脚等に壊滅的な被害が生じた．^{1),2),3)}被害の大半は，高架橋等のRC柱が脆性的なせん断破壊により崩壊したもので，建設当時の設計基準で想定していた設計水平震度（0.2）をはるかに上回る大きな地震動が作用したことによるものであった．地震発生時刻が未明であったことが幸いして鉄道利用者の死者はゼロであったが，復旧に多くの時間を要し社会的に大きな影響を与えたことは記憶に新しい．約2ヶ月半に及ぶ震災復旧においては，地震の影響による部材の損傷の有無やその程度の把握，応急復旧対策の要否の判定や対策の速やかな実施などの初動体制が極めて重要であることを再確認した．

運輸省（当時）は直ちに「鉄道施設耐震構造検討委員会（委員長：松本嘉司 東京理科大学教授）」を設置し，被害の把握，応急復旧，耐震補強方法等の検討を行い，1995年7月「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について」⁴⁾により，大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないよう緊急に耐震補強を行うこととし，緊急耐震補強の対象線区および実施期間，緊急耐震補強の対象とする構造物や部位を定めた．鉄道事業者は，この運輸省通達に基づき，速やかに耐震補強を進めることとなった．

鉄道事業者においては，震災後の応急復旧やその後鋭意実施した緊急耐震補強において，主として経済的な理由から鋼板巻立て補強工法を一般的に採用してきており⁵⁾，例えば山陽新幹線の新大阪～岡山間では，RCラーメン高架橋等の柱（約18,300本）に対し，平成15年度末現在で，約17,300本（全体の約95%）の耐震補強を終えているが，高架下を店舗や事務所として活用している箇所や，進入路が狭隘で鋼板等の重量物を運搬するための重機が進入できない箇所など，鋼板巻立て補強工法の適用が困難で耐震補強を進めるうえでネックとなっている箇所も多い．国土交通省は，三陸南地震（2003年5月26日発生，M7.0）の被害に鑑み，2003年5月，未対策箇所の耐震補強を速やかに実施するよう再指導を行っている⁶⁾．



写真-1.1 兵庫県南部地震による高架橋の損傷

表-1.1 JR各社における高架橋柱の耐震補強の進捗状況（平成15年7月現在）

		補強対象	対策済み	未対策	進捗率(%)
JR 東日本	新幹線	18,100	3,000	15,100	17
	在来線	12,500	8,700	3,800	70
JR 東海	新幹線	17,600	10,400	7,200	59
	在来線	1,500	900	600	60
JR 西日本	新幹線	32,500	18,900	13,600	58
	在来線	2,100	1,600	500	76
合 計		84,300	43,500	40,800	52

表-1.2 JR西日本における高架橋柱の耐震補強の進捗状況（平成15年度末現在）

		補強対象	対策済み	未対策	進捗率(%)
新幹線	岡山以东	18,300	17,300	1,000	95
	岡山以西	14,200	3,500	10,700	25
	小計	32,500	20,800	11,700	64
在来線		2,100	1,700	400	81
合計		34,600	22,500	12,100	65

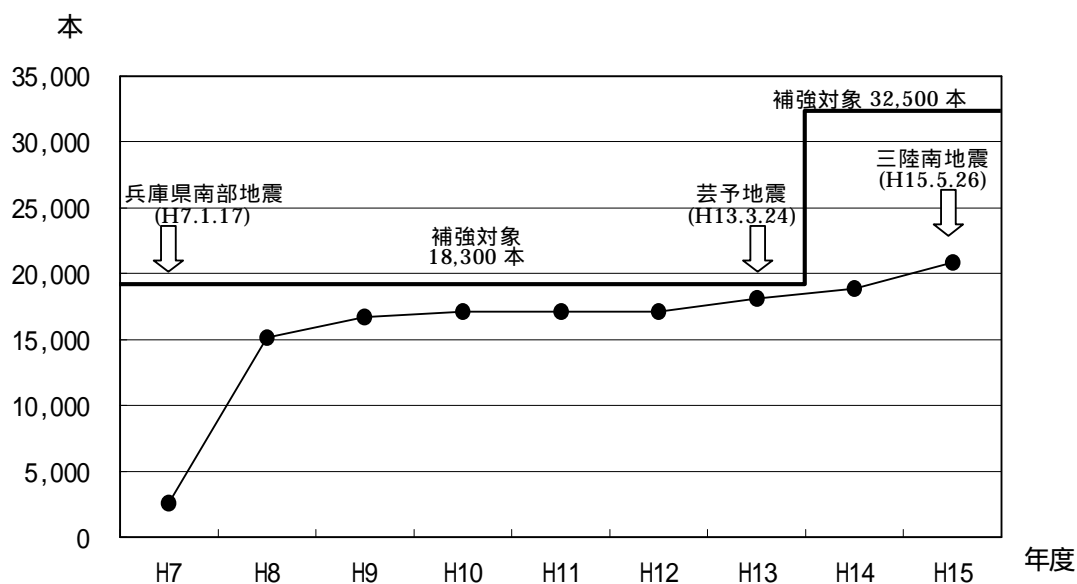


図-1.1 山陽新幹線高架橋柱の耐震補強の進捗状況

また、2004年10月23日、新潟県中越地震（M6.8 震度7）が発生した。上越新幹線の新川口変電所において地震計が846ガルを記録し、浦佐～長岡間で付近を走行中の列車が脱線（とき325号、10両のうち8両脱線）するという新幹線史上初めての事態となったが、幸いにも乗客に怪我はなかった。上越新幹線のトンネル（魚沼トンネルなど5トンネル）、橋梁（魚野

川橋梁の橋脚 2 基)，高架橋（第三和南津高架橋など 8 箇所，柱 45 本）など地上設備に大きな被害が発生した．高架橋柱の損傷状況は，兵庫県南部地震による山陽新幹線と同様のせん断破壊によるものがあつたが，建設時の耐震規準の相違等により，コンクリートの剥落や鉄筋の座屈などの損傷ですみ崩壊を免れたと考えられる．国土交通省は，新幹線高架橋柱の耐震性を確保するよう耐震補強の前倒し実施などについて通達を行った．

一方，兵庫県南部地震の被害の甚大さや社会的影響の大きさを鑑み，近い将来発生する可能性が高いとされている東海地震，東南海地震，南海地震などの巨大地震についての検討も進められている．政府の中央防災会議「東南海・南海地震等に関する専門調査会（座長：土岐憲三 立命館大学教授）」は「東海～四国沖の太平洋に延びる南海トラフを震源とする南海地震の規模は単独で起きる場合が M8.4，今後 30 年以内での発生確率は 40%」と公表⁷⁾するとともに，2002 年 12 月，各地の震度予測結果も公表⁸⁾した．これによると山陽新幹線は概ね全区間で震度 5 弱～ 5 強，あるいは地盤の状況によってはそれ以上の地震の影響を受けると推定されている．その後の検討の結果 2004 年 10 月，今後 30 年以内の南海地震の発生確率は 40%程度から 50%程度に引き上げられた．

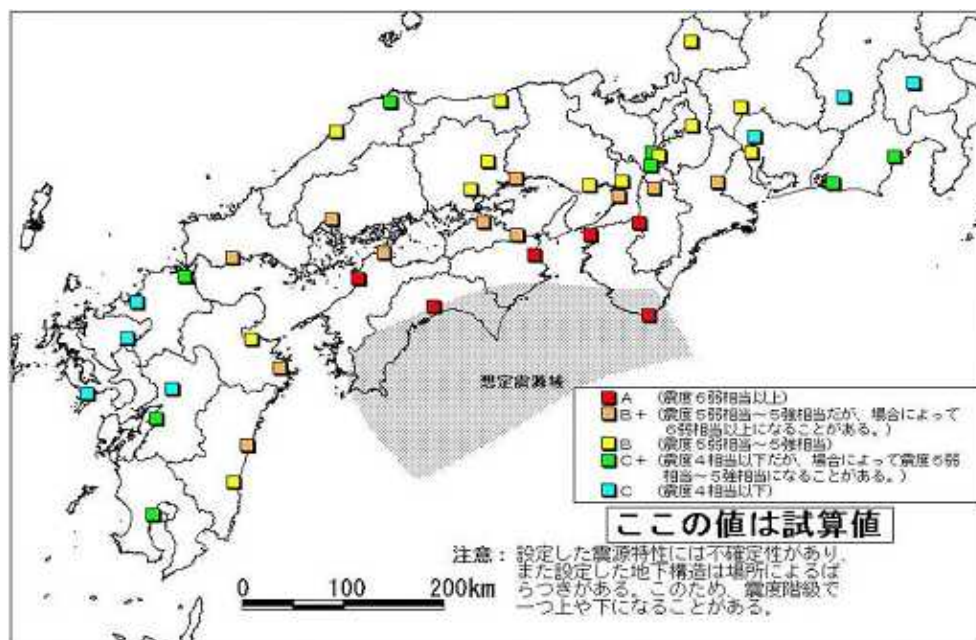


図-1.2 想定南海地震における県庁所在地等の震度試算結果⁸⁾

巨大地震発生時の被害を最小限に留めるために，新設構造物に対する耐震設計基準類の改訂が行われ⁹⁾，既設構造物に対する各種耐震補強工法の開発が進められる¹⁰⁾とともに，兵庫県南部地震の教訓を生かしたハード・ソフトの対策が進められている．とりわけ既設高架橋柱の耐震補強を速やかに進めることは重要な課題となっている．既設高架橋柱の耐震補強において一般的に採用されている鋼板巻立て補強工法は，経済的で補強後の形状が省スペースであるという長所があるが，重量物を扱うため施工上の制約も多く，また鋼板が既設 RC 柱の外周を覆っているため日常点検や地震発生時の臨時点検の妨げとなり適切な初動体制の確

保に支障が生じることが懸念されるなど維持管理上の課題も指摘されている。

未対策箇所における既設高架橋柱の耐震補強を加速化させるためにも、さらに経済的で施工性が良く、日常点検等の妨げにならない維持管理に配慮した新しい耐震補強工法の開発が強く望まれている状況にある。

これまでコンクリート構造物はメンテナンスフリーとされ、維持管理について特に話題にされることはほとんどなかったが、平成 11 年に発生した山陽新幹線コンクリート問題が大きな契機となり、さまざまな分野でコンクリート構造物の品質管理や維持管理が見直されることとなった。コンクリート構造物の維持管理の手順は、大別すると点検、診断（予測、評価、判定）、対策（補修、補強、取替え）、記録から成るが、それぞれにおいて精度の向上、効率化、材料や機器の開発、耐久性の向上、データベース化、人材育成などの課題を抱えている。

コンクリート構造物の維持管理においては、コンクリート構造物は十分な安全率をもって設計されており劣化は一般的には徐々に進行するものであることから、コンクリート構造物の変状をできるだけ早い時期に発見し、劣化の進行過程¹¹⁾を把握しておくことが維持管理の基本となる。

今後、時間の経過とともに、維持管理の対象となる構造物は増加の一途をたどり、劣化の過程も潜伏期、進展期から加速期や劣化期へと進行していくものと想定されることから、コンクリート構造物の維持管理においては、容易に効率的に点検できることが益々重要となってくると考えられる。

1.2 本研究の目的

本研究の目的は、鋼板巻立て補強工法と同等以上の補強効果があり、鋼板巻立て補強工法よりも経済的で施工性が良く、日常点検や臨時点検が容易で耐久性のある耐震補強方法を開発し、その性能を実験や解析を通じて確認することである。

既設構造物の RC 柱等の耐震補強に対しては、種々の材料を用いた各種耐震補強工法が開発されてきているが、ほとんどの耐震補強工法は、地震の影響により構造物が壊滅的に崩壊しないよう「補強すること」を目的に開発されたものであり、耐震補強された構造物を将来にわたって健全な状態で使用していくための視点やシナリオが不十分であると考えられる。

耐震補強法に求められる要件としては、「補強する」という最も重要な力学的な性能のほか、経済性や施工性や耐久性などの性能も求められるが、本研究では、これらの性能に加えて、耐震補強後の日常点検や地震発生後の臨時点検などの「維持管理の妨げとならない」ことを、耐震補強法に求められる重要な要件のひとつとして位置づけ、維持管理の容易な耐震補強方法について研究することとしたものである。

特に、山陽新幹線の高架橋等では、1970 年代という建設時の時代性もあり、十分に除塩されないまま海砂が使用され、鉄筋腐食が進行する一因にもなっているが、鋼板巻立て補強工法により柱を耐震補強した場合、鋼板が柱の外周を覆うことになるため、一例を挙げれば、

鋼板内部での高塩化物イオン環境下での鉄筋の腐食状況を効率的に点検することが困難となる。

アルカリ骨材反応の影響による鉄筋の曲げ加工部での破断に関する変状事例が、最近報告されているが、点検においてもひび割れやゲルの析出や錆汁などによる劣化現象の予兆を目視観察できなくなり点検が困難となる。



写真-1.2 鋼板巻立て補強工法により補強した柱に
設置した維持管理のための観測窓

などの日常点検に係わる維持管理上の課題が考えられる。

また、大規模地震による大きな影響を受けた場合、臨時点検において

ひび割れ等の損傷の有無や発生位置を効率的に確認することが困難となる。

安全性や耐久性に与える損傷の影響の程度や補修の必要性の要否を迅速に判断できない。

損傷の程度により運転再開までに再補強が必要となる場合があるが、その対応が困難となる。

など、初動体制において大きな制約となることが懸念される。



写真-1.3 鋼板巻立て補強工法による施工状況

また，耐震補強を速やかに適用していくためには，鋼板巻立て補強工法に優る経済性が求められることになる．例えば，鋼板巻立て補強工法は，鋼板という重量物を扱うため重機を使用せざるを得ず，重機運転手や溶接工などの特殊技能者を必要とすることや作業工数が多く施工に時間を要することなどがコストアップの要因につながっている．さらに施工スペースや進入路の確保も必要であり狭隘な箇所での施工には制約が多い．

このことから，本研究においては，人力で施工可能な補強工法で，鋼板巻立て補強工法よりも安価な補強工法を前提に，ひび割れ発生時の変状が目視観察できる工法の検討を進めることとした．

さらに，土木構造物の供用期間は長く，供用中に発生する大地震に対しても常に目的とする耐震性能を確保し続ける必要があるため，耐震補強についても数十年レベルでの長期的な耐久性が求められる．耐久性については，耐腐食性，耐紫外線劣化性，耐アルカリ性，耐酸性，耐水性，耐熱・耐寒性などについて，使用材料の各項目に対する性能が長期間にわたって保たれることを確認しておく必要がある．鋼板巻立て補強工法では鋼板表面に塗装するのが一般的であるが，塗装の塗り替え費用のライフサイクルコストに与える影響が大きいことから，最近では耐候性鋼材を用いて無塗装仕様で使用している例もある．

このことから，本研究においては，耐久性が十分確認されている材料の使用を基本に耐震補強方法の研究を行うこととした．

1.3 本研究の構成

本論文は，維持管理に配慮した新しい耐震補強方法として，コンクリートセグメントと亜鉛めっき鋼より線を用いて補強する方法を提案し，これに関する一連の研究成果をまとめたもので，緒論を含めて全 6 章の構成となっている．

以下に各章の概要を記す．

「第 1 章 緒論」では，鉄道コンクリート構造物の耐震補強の経緯や背景を概説するとともに，コンクリート構造物の維持管理の現状や課題について概説し，維持管理に配慮した耐震補強のあり方について示した．

また，本研究の目的と論文構成を記す．

「第 2 章 維持管理に配慮した耐震補強方法の提案」では，既設構造物の維持管理の現況と耐震補強の現況について，具体事例を挙げながらそれぞれの課題について要約し，維持管理に配慮した新しい耐震補強方法を提案した．新しい耐震補強方法は，既設 RC 柱の側面にかまぼこ状のコンクリートセグメント（以下「セグメント」と記す）を設置し，その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）をアンボンド横拘束筋として巻立て補強する方法（以下「本工法」と記す）で，第 3 章以下で実験的および解析的検討を加えた．

「第3章 コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究」では、本工法による縮小試験体を作製して正負交番載荷試験を実施した。

交番載荷試験の結果、コンクリートセグメント表面に生じている損傷状況は、既設 RC 柱に生じている損傷状況と概ね等しく、目視で十分確認可能であることを確認した。また、変形性能については、これまでの耐震補強工法と比較して同等以上であることを実験的に明らかにするとともに、既往の研究成果を用いて、本工法の変形性能評価を行い、変形性能評価式を提案した。

さらに非線形有限要素解析を行い、実験結果との対比を行い、解析的検討の妥当性について検証した。

「第4章 コンクリートセグメントおよび鋼より線のシステムに関する研究」では、コンクリートセグメントの形状および鋼より線のシステムについて検討を加えた。

本工法により補強した柱の断面形状が円形となるようなセグメント（以下「円形セグメント」と記す）を用いた場合、計算上は柱側面を拘束する効果が最も大きいことになるが、セグメント重量が増し施工性が悪くなるほかセグメントそのもののコストアップにつながり経済性が低下する。その反面、施工性や経済性を優先して円形セグメント中央部厚さを薄く扁平状にしたセグメント（以下「扁平セグメント」と記す）を用いた場合、セグメントが鋼より線からの支圧で破壊するようになり十分な拘束効果が得られない。

セグメントの形状について解析および実験を行い、施工性や経済性に配慮した合理的なセグメント形状を提案した。

また、鋼より線の材料特性を概括するとともに、鋼より線を連続して使用する場合に生じる継手や端部定着の方法に関して、新たな工夫を行い施工性に優れた方法を提案した。また、鋼より線の耐食性について既往の研究成果を取りまとめ、施工時の品質管理上の参考資料とした。

「第5章 コンクリートセグメントと鋼より線との相対挙動に関する研究」では、鋼より線のアンボンド効果について評価を行うため、縮小試験体を作製し、実験的および解析的検討を行った。

鋼より線は、せん断補強筋として挙動するとともに、セグメントを介して柱の側面を面的に拘束し柱の軸方向鉄筋の座屈を拘束する横拘束筋としても挙動することが第3章で明らかとなっている。鋼より線は、例えばコンクリート内部に埋め込まれ十分な付着が得られている帯鉄筋とは異なり、セグメントの表面で接するだけの付着のないアンボンドの状態にある。地震の影響により柱に生じた斜めせん断ひび割れが鋼より線と交差した場合、アンボンドの状態にあることが、鋼より線に発生するひずみを分散させ局所的な降伏を防止し、横拘束効果の持続につながっていると考えられる。

鋼より線のアンボンド効果に関する実験的および解析的評価を行い、変形性能等に与える影響について考察した。

また、本工法により補強した実構造物において約1年間、セグメントおよび鋼より線の温

度とひずみの測定を実施し、気温の変動がセグメントと鋼より線の相対挙動に与える影響を把握した。また、その成果を施工時の鋼より線の緊張力管理に反映させることとした。

「第6章 結論」では、各章で得られた結論を総括した。

また、耐震補強に係わる維持管理のシナリオとして、耐震補強された RC 柱において将来想定される変状や維持管理に対する現時点の取組みと今後の課題を展望した。

【第1章の参考文献】

- 1) 鉄道施設耐震構造検討委員会：兵庫県南部地震による鉄道施設の被災に関する調査報告書，1997.12
- 2) 東日本旅客鉄道株式会社：阪神・淡路大震災と鉄道（第1編 被害と復旧），1996.3
- 3) 松岡義幸，畑中克也，古谷敏之：山陽新幹線・在来線における橋梁の被災と復旧，橋梁と基礎，Vol.30，No.8，pp.40～43，1996.8
- 4) 運輸省通達 鉄技第116号 鉄施第201号 別紙1：既存の鉄道構造物に係る震災補強の緊急措置について・同解説，1995.7
- 5) 宮村正博，植木秀直，奥井明彦：鋼板巻立て工法によるRC橋脚の耐震補強工事例，橋梁と基礎，Vol.30，No.8，pp.92～95，1996.8
- 6) 国土交通省通達 国鉄技第51号 国鉄施第20号：新幹線の構造物の耐震補強について，2003.6
- 7) 中央防災会議，東南海・南海地震等に関する専門調査会 第1回会合配布資料：2001.10.3
- 8) 中央防災会議，東南海・南海地震等に関する専門調査会 第7回会合配布資料：2002.12.24
- 9) 運輸省鉄道局 監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），1999.10
- 10) 松本信之，佐藤勉：鉄道RC高架橋の新しい耐震補強法，コンクリート工学，Vol.35，No.10，pp.9～17，1997.10
- 11) 土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，2001.1

第2章 維持管理に配慮した耐震補強方法の提案

2.1 はじめに

既設 RC 柱の耐震補強は、地震の影響により構造物が壊滅的に崩壊することを未然に防止し、構造物としての性能を一定水準以上に確保し続けるために実施している。したがって、耐震補強が地震発生までの期間の構造物の日常点検等の維持管理の妨げとなってはならないし、また地震が発生した場合に部材の損傷の有無の確認や損傷の程度の把握、場合によっては応急復旧における耐震補強工事の再施工を容易にかつ速やかに実施できるよう考慮されたものでなければならない。

しかし、これまで開発されてきた耐震補強工法は、主として「耐震補強すること」そのもののみが目的となっており、日常の維持管理や地震発生後の臨時点検や補修補強などの再施工までを見据えて開発されたものになっているとは言い難い部分がある。

コンクリート標準示方書〔維持管理編〕¹⁾によれば、「構造物は、構造物あるいは部材の重要度、第三者影響度、使用期間、環境条件などによって定めた維持管理区分によって適切に維持管理しなければならない。」として、維持管理の区分を表-2.1のように定めている。

表-2.1 維持管理の区分と内容

維持管理区分	内 容
A：予防維持管理	予防保全を基にした維持管理 劣化が顕在化した後では、対策が困難なもの 劣化が外へ表われては困るもの 設計耐用期間が長いもの
B：事後維持管理	事後保全を基にした維持管理 劣化が外へ表われてからでも何とか対策がとれるもの 劣化が外へ表われてもそれほど困らないもの
C：観察維持管理	目視観察を主体とした維持管理 使用できるだけ使用すればよいもの 第三者影響度に関する安全性を確保すればよいもの
D：無点検維持管理	点検を行わない維持管理 直接には点検を行うのが非常に困難なもの

一般的に鉄道コンクリート構造物は、事後維持管理を前提に建設し維持管理されていると考えられるが、例えば、鋼板巻立て補強工法による耐震補強を行うことで、既設 RC 柱は無点検維持管理の状態におかれていると見なすことができ、鋼板内部の RC 柱の鉄筋がどのような腐食環境にあるのかを点検することは極めて困難な状態になると考えられる。無点検維持管理の場合は、構造物の性能低下による大被害を未然に防ぐ観点から、異常の有無を把握するレベルでの間接点検を定期的に行うことが重要であるとされているが、鋼板巻立て補強

を実施した状態の数多くの柱を合理的に間接点検できる方法は現時点では見当たらないのが実情である。

本章では、長期にわたって構造物を健全な状態で使用していくため、既設 RC 柱の耐震補強後も従前どおりの事後維持管理の状態に置き、経年劣化や地震の影響による損傷発生などの変状を早期に把握し時機を得た適切な補修等の措置が可能となるような、維持管理に配慮した新しい耐震補強方法を提案する。

2.2 鉄道構造物の維持管理の現況

2.2.1 概要

鉄道構造物の中でも特にコンクリート構造物は、耐久性に優れたものの代表として古くから橋梁等に用いられ、山陰線米子～安来間にある島田川暗渠(1904 年建設)は、わが国における初めての鉄筋コンクリート鉄道構造物で、経年 100 年を経た現在も健全な状態で使用されている。

またその一方で、大きな社会問題となった山陽新幹線のコンクリート剥落事故^{2)・3)}のように、経年 30 年を経ずして中性化、塩害、アルカリ骨材反応など、さまざまな耐久性上の問題が顕在化し、本来想定していなかった補修・補強を必要としているものも多い。

ここでは、山陽新幹線の高架橋等からのコンクリートの剥落を契機として、同新幹線の鉄筋コンクリート構造物の健全性を維持していくための方策を提言することを目的として設置された「山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会(委員長:長瀧重義新潟大学教授)」での検討概要⁴⁾や山陽新幹線の全コンクリート構造物を対象に実施された総合診断結果⁵⁾からコンクリート構造物の変状要因の概要を取りまとめ、JR 西日本のコンクリート構造物の維持管理の取り組みを概括する。

2.2.2 維持管理の体系

コンクリート構造物の維持管理は、初期点検や定期的な点検、点検結果に基づいた性能の劣化予測、評価および判定、対策検討および対策、記録といった手順で行われるのが一般的である。

鉄道コンクリート構造物の点検は、「建築物保守管理の標準・同解説(コンクリート構造)」⁶⁾等に基づき実施されているが、近年の新しい検査方法も導入することとして、国土交通省の主導で「鉄道土木構造物の維持管理に関する研究委員会(委員長:岡田勝也国土舘大学教授)」において、現在改定作業が進められているところである。

現行の「全般検査」は、構造物の状態もしくは既変状の進行の有無および線路周辺の環境変化を捕そくして、機能低下しているものまたはそのおそれのあるものを抽出するために行う検査であり、2 年を越えない周期で定期的に行う定期検査と、構造物の状態等を勘案し、年末年始等の多客輸送期間前や梅雨・台風期前などに行う不定期検査とに分けられる。研究委員会では、「全般検査」を「初回全般検査」、「通常全般検査」、「特別全般検査」に区分す

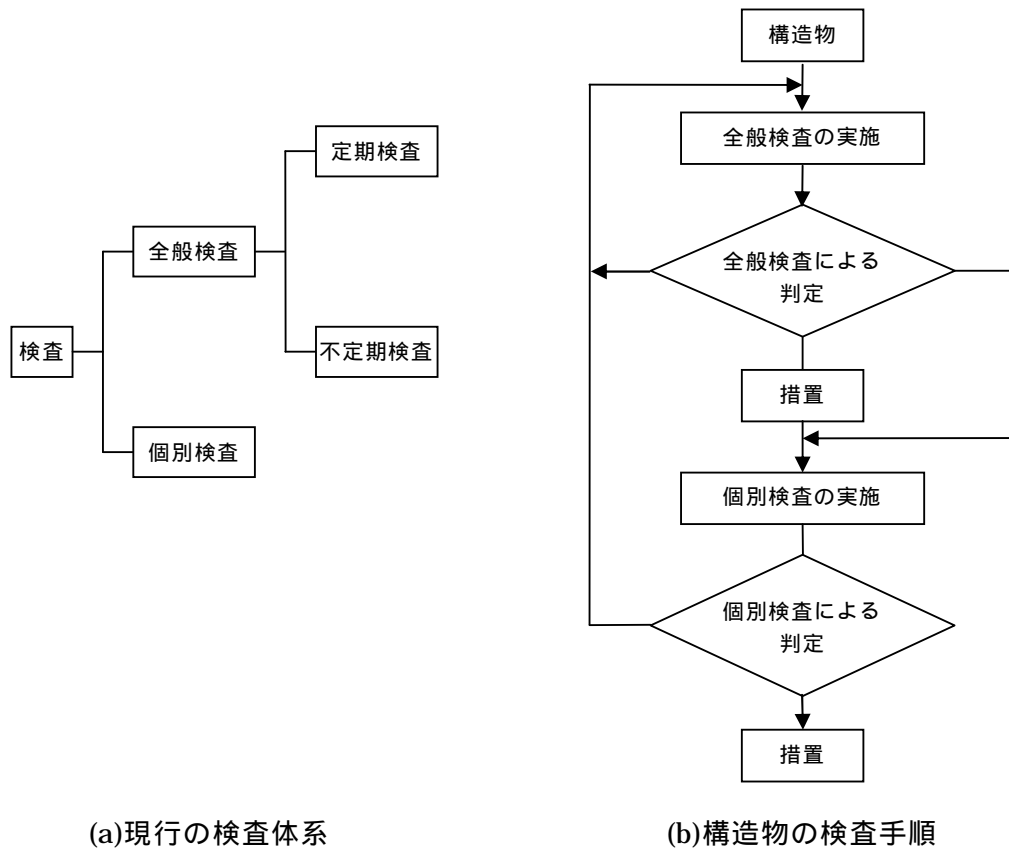


図-2.1 鉄道コンクリート構造物の検査体系（現行）

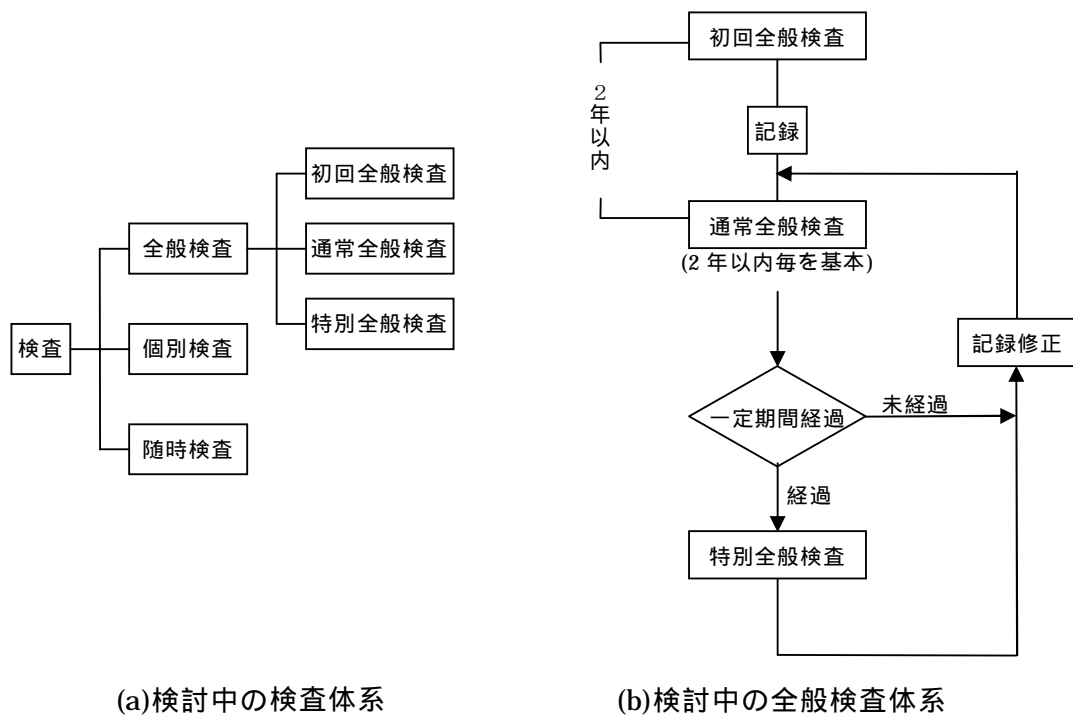


図-2.2 鉄道コンクリート構造物の検査体系（検討中）

るとともに、構造種別によっては、特別全般検査を実施することにより通常全般検査の周期を延伸できることが検討されている。(図-2.1, 図-2.2)

この検査体系の考え方は、山陽新幹線のトンネル覆工コンクリート剥落事故を契機として運輸省(当時)に設置された「トンネル問題安全検討会(座長:足立紀尚京都大学教授)」²⁾において提言された考え方に基づくものである。

「初回全般検査」は、構造物の状態を詳細に把握するとともに剥落等の恐れのある箇所に対する所要の措置を行うことを目的に、至近距離による目視検査および打音検査を行う全般検査であり、その後は日常的な検査として「通常全般検査」を行う。通常全般検査は、過去の検査結果および目視検査結果に基づいて、必要な箇所に対しては打音検査を行い、その他箇所に対しては十分な照明を用いて徒歩等により目視検査を行うものである。「特別全般検査」は、一定期間ごとに、念のため目視検査の精度を上げることを目的として、通常全般検査に代えて、至近距離による目視検査および必要な箇所に対する打音検査を行うものである。

この検査体系は、変状の兆候がある箇所に対しては精度を上げて十分な検査を行うという、検査にメリハリをつけたもので、コンクリート構造物は一定の安全率をもって設計施工されていること、コンクリート構造物の変状は良好な施工がなされていれば通常の使用条件や環境条件においては急激には進まないこと、変状箇所は全体のごく一部に限られている場合が多いことなどを勘案すると、変状箇所を把握したうえで重点的な検査を行うことのできる合理的な検査体系といえるものである。

また、建設時における具体的な施工状況の記録や初回全般検査を含む一定の期間ごとの検査結果が、その後の維持管理に生かされるよう履歴全体のシステム化が進められている。例えば、建設時の品質管理データは、定められた様式のもと、電子データ化が行われる⁷⁾とともに、構造物の検査結果は、情報処理の迅速化等を目的にデータベース化が行われている⁸⁾。「検査すること」から「検査した記録を蓄積し活用する」ことへの転換を着実に進め、点検から記録に至るまでの維持管理の体系を定着させていく必要がある。

2.2.3 コンクリート構造物の変状要因

「山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会(委員長:長瀧重義新潟大学教授)」での検討概要⁴⁾や、今後の保守管理に必要となる基本データを収集することを目的として山陽新幹線の全高架橋等の約 15,000 セット(セット:高架橋や桁などの構造物単位)を対象に実施された総合診断結果⁹⁾から得られたコンクリート構造物の変状要因等は以下のとおりである。

かぶり

山陽新幹線コンクリート構造物のかぶりは、「新幹線鉄筋コンクリート構造物設計要項(案)(昭和41年12月)」において、スラブ 25mm 以上、はり・柱 40mm 以上、フーチング下部 80mm 以上と定められていた。コンクリート表面から鉄筋までの距離を直接測定した結果、縦ばりおよび横ばりで囲まれた中間スラブにおいては、かぶりの平均値は 31mm であった。中間スラブのかぶりの測定結果を図-2.3 に示す。中間スラブでは設計上のかぶり(25mm)を下回るものが約 3 割程度あった。耐久性確保の観点からは、建設時

において適切なかぶりを確保することが基本である．鉄筋組み立て時の検測を行い，コンクリート打込み時にスペーサーがはずれたりしないよう入念に施工するとともに，型枠脱型後の非破壊検査などの十分な品質確認を実施し，初期欠陥としてのかぶり不足を排除しなければならない．

中性化深さ

中性化深さについては，調査のためはつり取った部分にフェノールフタレイン 1% 溶液を噴霧し，赤変する部分までの深さを測定することにより求めた．中間スラブの中性化深さの測定結果を図-2.4 に示す．中間スラブの中性化深さは，平均値で約 22mm であった．これは，建設時の示方配合（普通ポルトランドセメント使用，水セメン

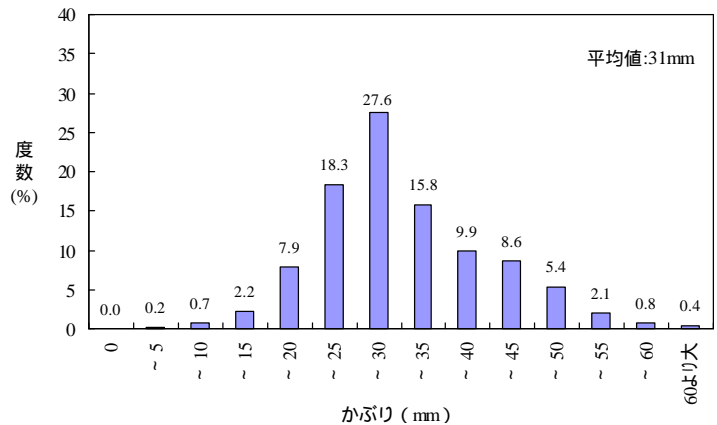


図-2.3 中間スラブのかぶり

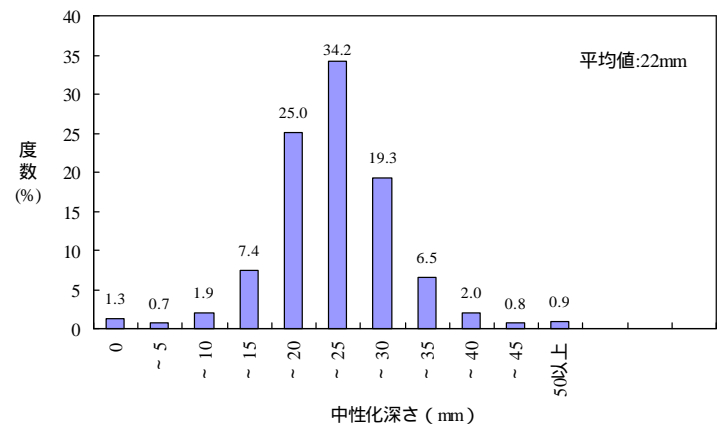


図-2.4 中間スラブの中性化深さ

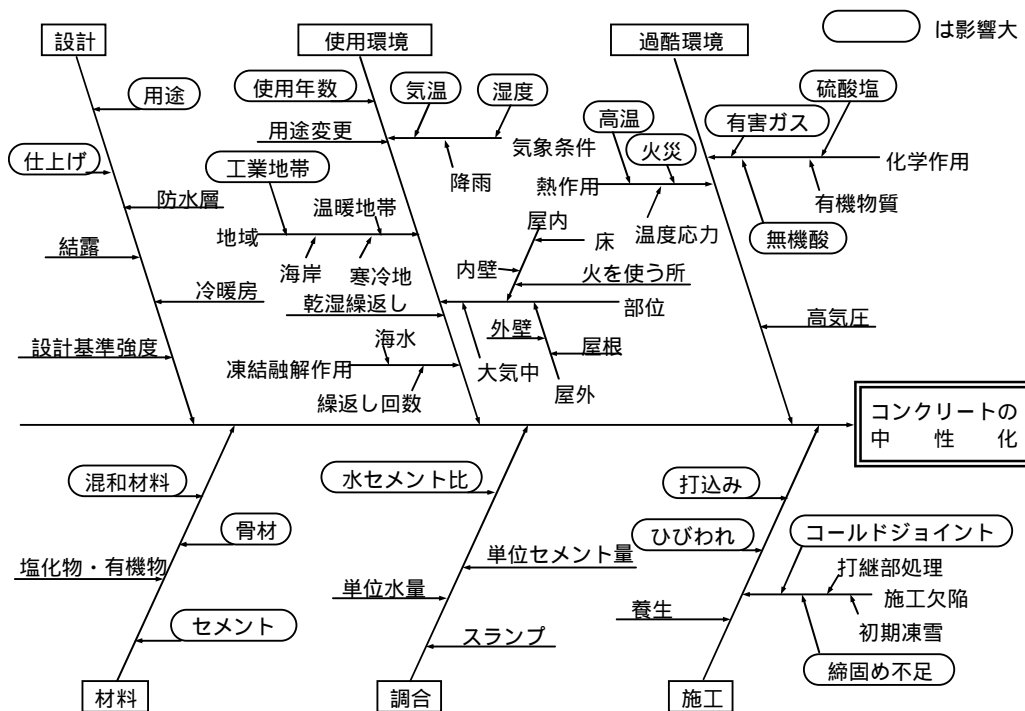


図-2.5 中性化速度の特性要因図¹⁰⁾

ト比 53%) を用いて岸谷式¹⁰⁾で推定される中性化深さの約 1.7 倍の値となっている。山陽新幹線の使用環境は一般的であると考えられることから、図-2.5 に示す中性化速度の特性要因図より、早期劣化の原因としては、建設時のコンクリートの品質（例えば、コンクリートへの加水やセメント不足を補うための混合セメントの使用等）や施工（例えば、締固め不足や養生不足等）などの内的要因の影響と想定される。建設時のコンクリートの品質が構造物の耐久性に与える影響は大きく、建設後にコンクリートの品質を改質することは非常に困難であることから、建設時の施工管理は極めて重要である。

鉄筋腐食度

鉄筋腐食度は、はつり取った部分の鉄筋を至近距離から目視観察することにより表-2.2 に示す 6 段階の評価基準により判定した。部位別の鉄筋腐食度の測定結果を図-2.6 に示す。鉄筋腐食度については、スラブが、はり・柱と比較して大きい結果となったが、これはスラブの設計上のかぶりが他の部分よりも小さいことに起因していると考えられる。

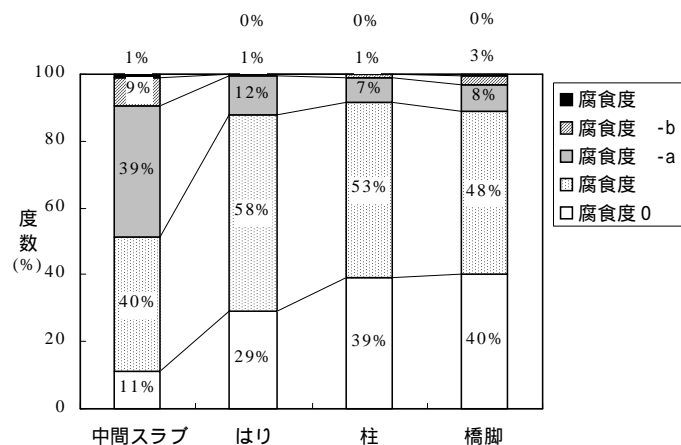


図-2.6 部位別鉄筋腐食度状況

表-2.2 鉄筋腐食度の評価基準

腐食度	評価基準	腐食度の見本
0	施工時の状況を保ち，以降の腐食が認められない	
	部分的に軽微な腐食が認められる	
a	表面の大部分に腐食が認められる	
b	部分的に断面欠損が認められる	
	鉄筋の全周にわたり断面欠損が認められる	
	鉄筋断面が 1/6 以上欠損している	

塩化物イオン量

鉄筋近傍から採取したかぶり部分のコンクリート試料を用いた分析では、中性化の進行とともに移動濃縮の影響^{11), 12)}により塩化物イオン量の値が変動する。この影響を避けるため表面から約10cmの内部から採取した試料を用いて「硬化コンクリート中に含まれ

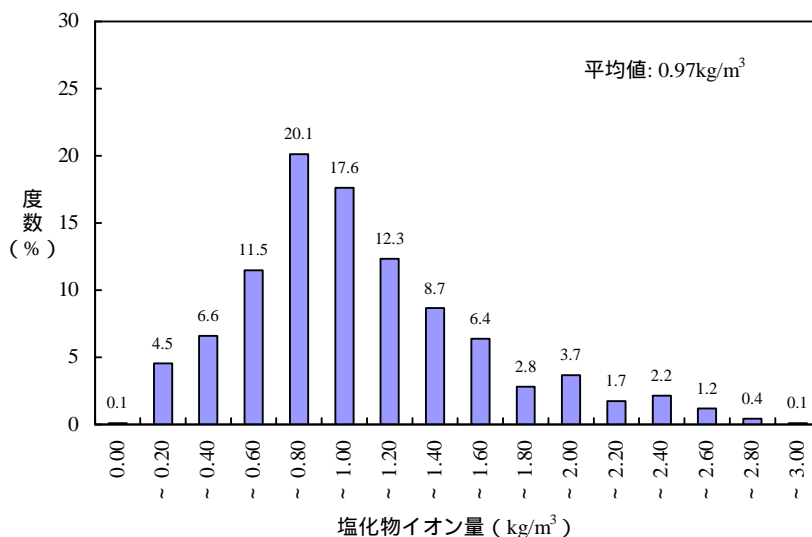


図-2.7 塩化物イオン量

る塩分の分析方法 (JCI-SC4)」により、塩化物イオン量を測定した。測定の結果、塩化物イオン量については平均値で 0.97kg/m^3 であった。塩化物イオン量の測定結果を図-2.7に、中性化深さと深さ方向の塩化物イオン量の分布を図-2.8に示す。

建設当時の国鉄の土木工事標準示方書では「鉄筋コンクリート用細骨材に海砂を使用するときは十分水洗いしたものを使用すること」と定められていたが、当時の海砂使用実態調査の記録等によると、漁業問題、除塩処理費用、排水規制等の理由から、海砂採取場所または生コン工場で除塩していたのは全体の3分の1程度であったという実態が報告されている¹³⁾。

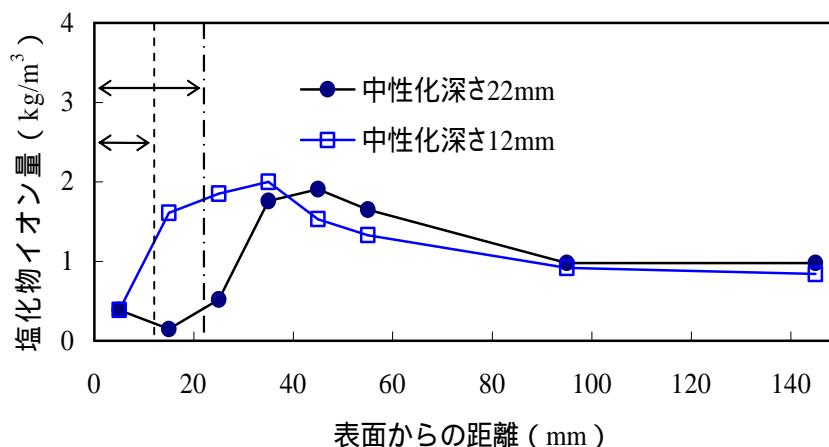


図-2.8 中性化による塩化物イオン(全塩分)の移動濃縮

鉄筋腐食要因の分析

中性化残りと鉄筋腐食度との関係を図-2.9 に示す．中性化残りが少ないほど鉄筋腐食が進んでおり，鉄筋腐食に関しては中性化が主要因であることが確認できた．

塩化物イオン量と鉄筋腐食度との関係は，図-2.10 に示すとおり，塩化物イオン量の多寡に関わらず鉄筋腐食度は大差ないものの，中性化残りの各階層ごとに比較すると塩化物イオン量が多いほど鉄筋腐食が進んでいる．このため塩化物イオン量は中性化残りとの相関ほど顕著ではないものの，その値が大きいほど鉄筋腐食が進行する傾向が認められた．

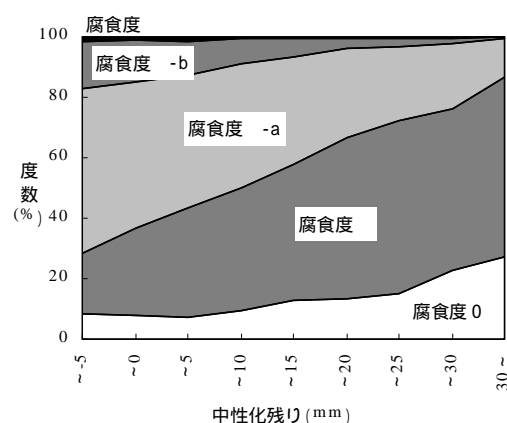


図-2.9 中性化残りと鉄筋腐食度

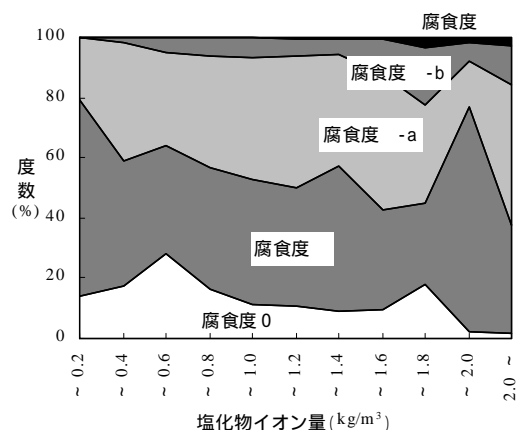


図-2.10 塩化物イオン量と鉄筋腐食度

現況施設の耐力評価

鉄筋の抜取り試験，および断面減少量の調査結果から，高架橋中間スラブの耐力について検討した結果，現状では，曲げ耐力，および疲労耐力のいずれにおいても，現在の高架橋設計の考え方（「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）」¹⁴）に基づく耐力を上回っていることが確認された．山陽新幹線の場合，鉄筋の降伏強度残存率（現在の設計の考え方に基づいて鉄筋の必要強度を逆算して求め，当初の鉄筋強度に対する比率で表したもの）等を考慮すると，なお相当の安全度を有していることがわかった．

なお，高架橋の縦ばり・横ばり等他の部材についても検討し，中間スラブよりも耐力上の余裕があることが確認されている．

第三者影響度

高架橋のスラブ下面の鉄筋組立て作業において使用された組立て鉄筋位置や水切り部でのかぶり不足が原因となって，経年劣化による鉄筋腐食の影響で張出しスラブ先端の水切り部付近からのコンクリート片剥落事故が数多く発生した．打音検査および叩き落しを実施するとともに，防護対策として水切り部付近に落下防護ネットを取り付けた．一連のコンクリート片剥落事故の教訓として，構造物の要求性能のひとつである第三者影響度が重要な要求性能の一つであることを再認識したところである．

ここで得られた結論は、これまで JR 西日本が(財)日本材料学会に委託して実施してきた「コンクリート構造物の保守管理に関する調査・検討会(委員長:宮川豊章京都大学教授)」において指摘されていた劣化要因と一致しており、改めて山陽新幹線コンクリート構造物の劣化の主要因が中性化であることが再確認された形となった。

以上の変状要因の分析より、コンクリート構造物の計画や設計においては適切なかぶりを確保し、コンクリートの配合に留意すること、施工時においては打込み、締固め、養生、品質確認などの管理を十分に行うことが、コンクリート構造物の耐久性向上に大きく影響することが確認できた。

アルカリ骨材反応による変状については、山陽新幹線の全コンクリート構造物を対象にひび割れ状況を目視調査するとともに、アルカリ骨材反応による変状の兆候が認められた 46 箇所の構造物および 25 箇所の既補修構造物からコアを採取し促進膨張試験を実施した結果、合わせて 12 箇所の構造物についてアルカリ骨材反応の可能性が高いことが判明した。これらの構造物のうち既補修構造物については引き続き監視下におくとともに、新たにアルカリ骨材反応による変状が認められた構造物についてはひび割れ注入や表面処理等の補修を実施した。しかし、平成 12 年 7 月、補修工事中に T 形橋脚張出し部の主鉄筋(直径 D32, 材質 SD35)の曲げ加工部において写真-2.1 に示すような鉄筋破断が発見された。破断箇所は複数箇所(曲げ加工部 38 箇所中 36 箇所破断)におよんでいるもののいずれも主鉄筋定着端部の曲げ加工部であり、構造的に問題となる箇所ではなかった¹⁵⁾。同様の鉄筋破断事例が道路橋の橋脚においても報告されていることから、土木学会コンクリート委員会では事態の重要性および緊急性に鑑み、アルカリ骨材反応対策小委員会を設置し原因調査を行っているところである¹⁶⁾。



写真-2.1 鉄筋破断状況(山陽新幹線 T 形橋脚)

コンクリート構造物の維持管理においては、変状原因の把握に努め必要により時機を得た適切な補修等を行っていくことが重要であるが、基本となるのは点検であり、点検が容易で効率的に実施できることが極めて重要であるといえる。

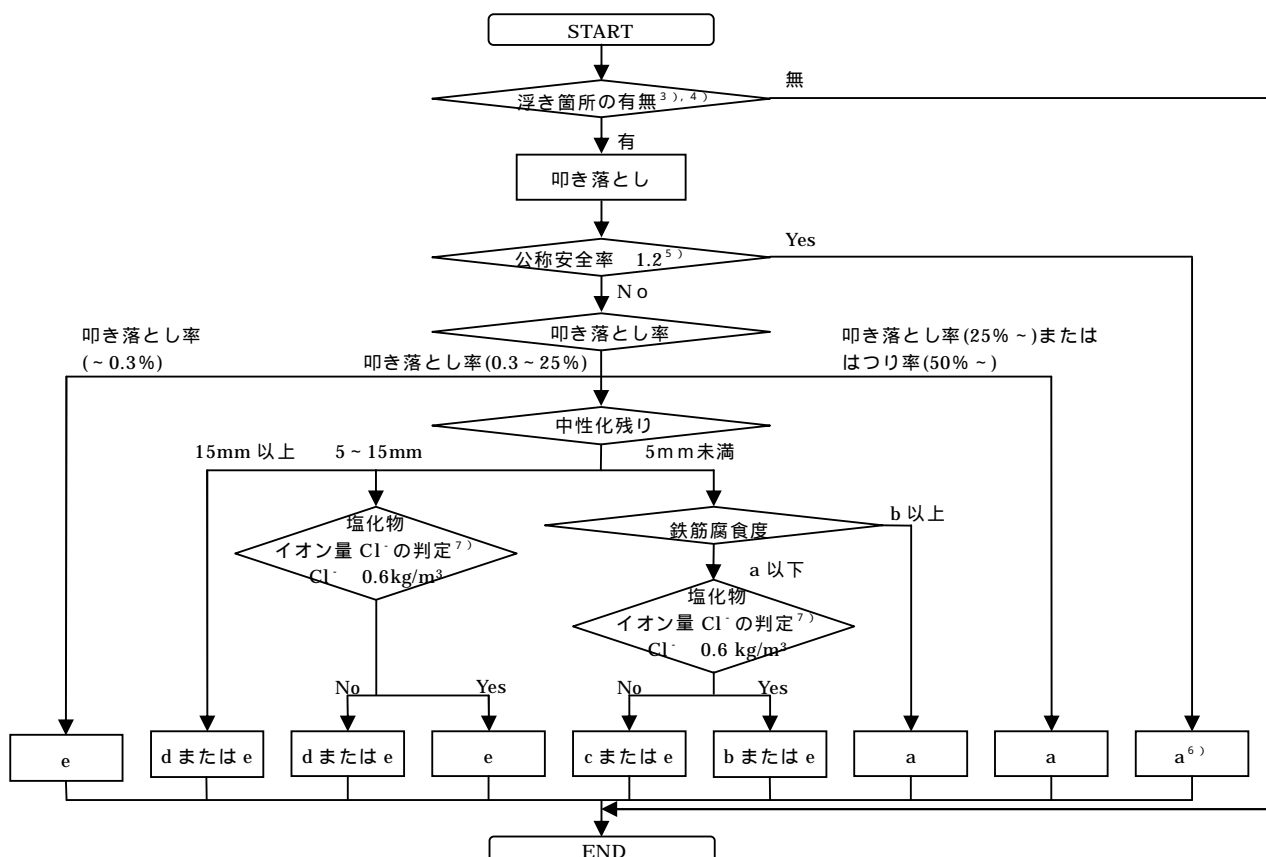
2.2.4 コンクリート構造物の補修・補強の現状と課題

十分な耐力を有している現状構造物を、今後とも健全な状態で維持管理していくために必要な補修工法の適用の考え方が「山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会」より提言⁴⁾された。

補修工法の適用の考え方は、部材ごとの変状の程度(叩き落とし率)、コンクリートの中性

	補修の特徴等	格闘する工法
a	コンクリートの置換により、中性化および塩化物イオンの影響による鉄筋腐食の進行を抑制	全断面補修工法 ^{8), 9)}
b	電気化学的工法により、中性化および塩化物イオンの影響による鉄筋腐食の進行を抑制	脱塩・再アルカリ化工法、電気防食工法
c	電気化学的工法により、主に中性化による鉄筋腐食の進行を抑制	再アルカリ化工法
d	全面的に炭酸ガス、酸素、水分等の鉄筋腐食因子の侵入を抑制	全面表面処理工法
e	部分的な変状箇所の鉄筋腐食の進行を抑制	部分断面修復工法 ⁸⁾

用語	用語の説明
公称安全率	鉄筋径の測定等により推定した実耐力を設計耐力により除した値
叩き落とし率	部材面積に対して、当該点検においてハンマー等により叩き落とした面積の割合
はつり率	叩き落とした周囲を、鉄筋の腐食状況が点錆程度になるまで、電動ピック等ではつり取った面積の部材面積に対する割合、 なお、はつり面積には、過去にはつり取った面積を含めた累積値を用いる
中性化残り	鉄筋のかぶりから中性化深さを引いた値



- 上記フローは、中性化と海砂等起因する塩化物イオンの複合的な影響による鉄筋腐食が生じた構造物の補修工法を選定する際に適用する。
d, e の補修工法に該当する場合であっても、諸条件を勘案し、a, b, c を適用してもよい。
- コンクリート片の落下が第三者に影響を及ぼす箇所においては、別途落下防止工等の設置を検討するのがよい。
- 浮き箇所の有無は主に目視により判定する。ただし、コンクリート表面に表面処理工を施している箇所等では、目視判定が困難な場合もあるので、打音検査、赤外線法等の非破壊検査を併用するのがよい。
- 鉄筋腐食に起因する浮きのうち局所的なものおよび鉄筋腐食に起因しない浮きは除く。
- 公称安全率は、鉄筋径の測定等により推定する。
- 将来において、補強対策が必要とされる場合には補強工を併せて施工する。
- 塩化物イオン量 Cl^- の値には、深部の全塩化物イオン量を用いる。
- 断面修復は鉄筋の浮き錆が点錆になるまでコンクリートをはつり取って行う。また、断面修復には、鉄筋の防食効果が確認された亜硝酸塩系防錆剤、カルシウム アルミニウム複合水酸化物系塩分吸着剤等を用いるのがよい。
- 既設コンクリートが健全で、はつり落しが困難な部分は、存置してよい。

図-2.11 補修工法選定のフロー

化残り，塩化物イオン量，鉄筋腐食度等を勘案して，構造物ごとに最も適切な工法で適切な時期に確実に補修できるよう，現時点において適用可能な補修工法の中から選定されるものである．フローの構成は，図-2.11 に示すとおりである．

フロー図に示されたそれぞれの補修工法については，ここでは詳述しないが，ライフサイクルコスト削減の観点から電気化学的な補修工法の試験施工¹⁷⁾が進められるとともに，耐久性に配慮した補修品質の向上¹⁸⁾や新しい表面処理材料の開発¹⁹⁾のほか，アルカリ骨材反応による変状対策²⁰⁾も鋭意進められているところである．また，検査手法については，コンクリートの剥離箇所と健全箇所との差異を同箇所の熱容量の違いによる温度差を利用し赤外線カメラを用いて熱画像処理により検知する手法の適用範囲の拡大等の取り組み²¹⁾がなされているところである．

鉄筋コンクリート構造物の維持管理をより確実なものとしていくためには，検査機器や補修材料・補修工法の開発に関わるメーカー側の協力も不可欠である．また，補修等を実施するに当たってはより良い品質を確保する観点から工事従事者に対する資格認定制度の導入や長期間にわたる材料等の品質を保証する契約方式の検討等，品質向上や耐久性向上についてのシステム化にも取り組んでいく必要がある．

新幹線に留まらず，鉄道事業という公共性を考えると，常に鉄道構造物の的確な診断を行い適切な維持管理を継続していく責任があるのは言うまでもないところである．山陽新幹線で発生した事故を真摯に受け止め，人材育成，予算確保，研究・技術開発，効果の追跡調査の実施，記録など維持管理全般に関わる不断的努力を続けていくことが求められている²²⁾．

2.2.5 維持管理と補修・補強のあり方

山陽新幹線は，オイルショックによる建設資材の不足，物価の高騰などの障害を乗り越え，短期間に建設されたが，完成後わずか 30 年を経ずして，高架橋等からのコンクリート片の剥落が相次ぐ事態となった．この原因については，かぶり不足やコールドジョイントなどの初期欠陥のほか，中性化の進行や塩化物イオン量の影響など建設時の施工に大きく関係する事項が挙げられている^{23), 4)}．

山陽新幹線コンクリート構造物は，現状では，構造物の耐力としては問題がないと考えられるものの，将来にわたって末永く健全性を維持していくためには，検査や補修を適切に実施していかなければならないが，この場合，時機を得て実施する補修や補強が直接間接を問わず点検等の維持管理の妨げとならないよう配慮しておくことが重要である．

例えば，

耐震補強のために鋼板や炭素繊維シート等で RC 柱を巻立て補強した場合，鋼板等の内部で既設柱がどのような劣化状態にあるのかを把握することが極めて困難となる．特に，十分に除塩しない海砂を使用した内部塩分量の高いコンクリート構造物や，中性化の影響による塩化物イオンの移動濃縮の影響で鉄筋近傍において塩化物イオン量が高くなっている場合など，高塩化物イオン環境下における鉄筋腐食に関する挙動には未解明な点もあることから，鋼板で覆うことの懸念が残る．

高架橋の水切り部からのコンクリート片剥落による第三者災害を防止するため、ポリエチレン製の落下防護ネットを施工した場合、防護ネットがあるという安心感が災いして日常点検の注意が散漫になることが懸念される。ポリエチレンは紫外線劣化することから、施工箇所の原位置にテストピース用のネットを取り付け、定期的に強度試験を実施するなどして安全性を確認することが必要である。

これまで、長い間、コンクリート構造物はメンテナンスフリーであるとされてきたが、コンクリート構造物といえども適切な維持管理は必要である。新設構造物の場合、初期欠陥をなくすように設計施工することが重要であり、初期欠陥をなくすことによって維持管理は大幅に軽減されることとなる。既設構造物を長期間にわたり健全な状態で使用し続けるためには、精度よく効率的に検査するとともに、時機を得た補修を行うことが重要となる。構造物の新設時や大規模改修時には「初期欠陥や早期劣化の誘因が生じないよう」入念に施工することはもちろん、既設構造物の補修等においても、「維持管理し易い」、「維持管理の妨げとならない」ことを念頭に、対処していくことが必要である。



写真-2.2 剥落防護ネット

2.3 既設構造物の耐震補強の現況

2.3.1 概要

既設構造物の耐震補強は、地震の影響により損傷を受けた鉄道構造物の復旧対策として、いわば事後保全的に行われるのが一般的であったが、兵庫県南部地震の被害の大きさを鑑み、以降、線区や構造物の重要性や影響度および復旧の難易度等を考慮して、予防的かつ計画的に耐震補強が進められている。

1978年に発生した宮城県沖地震においては、従来から用いられてきた鋼板巻立て補強工法、鉄筋コンクリート巻立て補強工法、壁増設補強工法などにより、被災構造物の復旧対策が行われた^{23), 24)}。その後、1979年から「鉄道土木構造物耐震強化の研究委員会（委員長：岡本舜三 埼玉大学学長）」において、既設 RC 構造物の耐震評価を行う²⁵⁾とともに、鋼板巻

立て補強工法によるじん性の向上効果に関する研究²⁶⁾や施工²⁷⁾が行われてきた。

1995 年に発生した兵庫県南部地震においては、新幹線や在来線の鉄道ラーメン高架橋等の柱に壊滅的な被害が発生したが、これらの応急復旧工事では、それまでの研究成果を

生かして鋼板巻立て補強工法が多用された。その後引き続き順次実施された緊急耐震補強においても、主として経済性から鋼板巻立て補強工法が多く採用され、図-2.12 に示す山陽新幹線の施工実績では、全施工量の 92%に達している。

鉄道事業者においては、より経済的で施工性の良い耐震補強工法に対するニーズが強く、新しい材料や新しい施工法による補強工法の検討が実験的に進められ、指針化や実用化が行われている。

既設構造物の耐震補強を進める上で、その構造物が建設された時代背景や設計の考え方を把握しておくことは重要である。表-2.3 に鉄道構造物における耐震設計規定の変遷を示す。

昭和 58 年 2 月改訂の「建造物設計標準解説(鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物)」では、橋脚、ラーメン橋、アーチ、フラットスラブ構造物に対し、「1.0(死荷重)+1.0(列車荷重)+1.5(地震の影響)」という荷重の組合せに対し、地震時の部材断面の破壊に対する検討を行うとともに、耐震に関する構造細目でじん性率が 4 程度以上確保できるよう規定している。この規定は、過去の震災例や実験結果に基づき、大規模地震発生時の対応として部材のせん断破壊先行を防止するとともに 1G 程度の弾性応答に対する耐震性能を構造物の耐力と変形性能で確保しようとする考え方に基づくものであり、以降の耐震設計の考え方の基本となったものである。

また、平成 11 年 10 月制定の「鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)」は、兵庫県南部地震規模の地震が構造物の近傍で発生しても崩壊しない耐震性能を保有するように設計するものとして定められた「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料(平成 8 年 3 月)」の考え方を踏まえてまとめられたものである。再現期間が長期にわたる強い内陸型地震動を考慮しているため、構造物の設計においては、部材や基礎の持つ変形性能(耐震性能)を評価し、目標とする損傷レベルは許容するが崩壊させないことを基本としている。設計上考慮する地震動は、構造物の供用期間中に数回程度発生する確率を有する地震動(L1 地震動)と、陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震による地震動(スペクトル)や内陸型地震による地震動(スペクトル)のように供用期間中に発生する確率は低いが大規模な地震動(L2 地震動)としている。L1 地震動は、これまでの許容応力度法で用いた良質な地盤の加

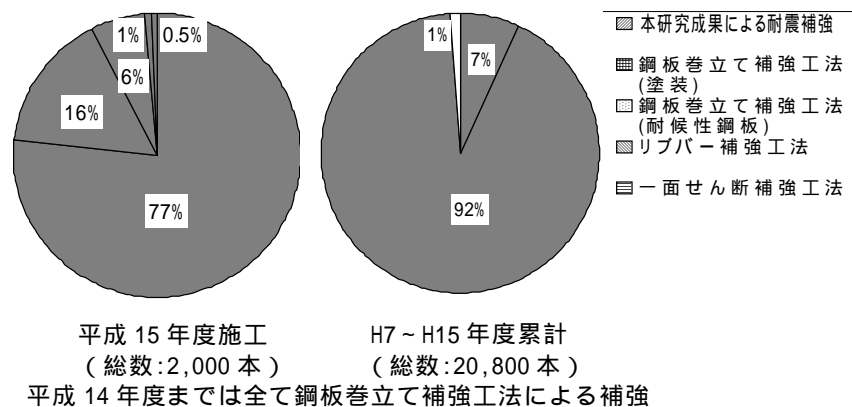


図-2.12 山陽新幹線高架橋柱の耐震補強工法別施工実績

表-2.3 鉄道コンクリート構造物における耐震設計規定の変遷

年月	規定の名称	内 容	備考
大正 3 年 7 月	達 684 鉄筋混凝土橋梁 設計心得	地震に関する規定は含まれていない	
大正 8 年 6 月	達 541 号付属 輻圧工形桁及鉄桁用橋 台橋脚標準使用心得	地震の許容加速度として、橋脚の設計計算例で 0.12～0.14 G（G は重力 加速度）	
昭和 3 年	鉄道省達 158 号 鋼鉄道橋設計示方書	「橋桁と下部構造との取付け設計に関しては地震動を考慮すべし」と規 定してあるが、地震動の数値は明記されず	関 東 大 震 災 （大正 12 年 9 月）
昭和 5 年	建設局制定建工 169 号 橋梁標準設計	「自重および土圧に対して水平震度 0.2 を考慮すること」を明記	初めて設計震 度を規定
昭和 30 年	無筋コンクリートおよ び鉄筋コンクリート土 木構造物の設計基準案	死荷重、土圧および水圧に対し地震の影響を考え、水平震度は、地方別 に 0.15～0.3 の値としている。 （参考）コンクリートの許容せん断応力度は 240kgf/cm ² に対して 6.5kgf/cm ² と規定	国鉄以降最初 の耐震設計規 定
昭和 45 年 49 年改定	建造物設計標準	水平震度は、地域別、地盤別に 0.12～0.24 を基本に設計 （参考）コンクリートの許容せん断応力度は 240kgf/cm ² に対して 7.0kgf/cm ² と規定	
昭和 54 年 9 月	耐震設計指針案解説	構造物の動的応答に応じて震度法、修正震度法、あるいは動的解析法で 設計を行うとしているが、従来の震度法の設計の域を出るものではない。 水平震度は地域別、地盤別、応答特性別に 0.084～0.25 としている	昭和 53 年発 生の宮城県沖 地震後に制定
昭和 58 年 2 月	建造物設計標準解説（鉄 筋コンクリート構造物 および無筋コンクリ ート構造物）	地盤の特性を考慮し、構造物の固有周期が 0.3 秒未満の場合は震度法、 それ以上は修正震度法、2 秒以上の場合は動的解析法により解析。 地震時の部材断面の破壊に対する安全度の検討を「1.0(死荷重) + 1.0(列 車荷重) + 1.5(地震の影響)」で行う。 構造細目でじん性率が 4 以上確保できるよう規定。 （参考）コンクリートの許容せん断応力度は 240kgf/cm ² に対して 3.9kgf/cm ² と規定	
平成 4 年 10 月	鉄 道 構 造 物 等 設 計 標 準・同解説（コンクリ ート構造物）	地震時の弾性応答を 1 G とし、安全性を耐力とじん性に対して検討する。 列車走行安全性に関しては、中程度の地震（0.2 G 程度）に対して検討	限界状態設計 法による
平成 11 年 10 月	鉄 道 構 造 物 等 設 計 標 準・同解説（耐震設計）	動的解析を主体とする。 構造物の供用期間中に数回程度発生する確率を有する L 1 地震動と、発 生する確率は低いが大規模な L 2 地震動に対して検討。 一般的な構造物は、降伏震度と固有周期から応答塑性率（最大応答変位） を算定し、静的非線形解析による構造物の荷重-変位曲線から損傷レベル を求め、目標とする耐震性能（損傷レベル）以下であることを確認。	

速度応答スペクトルを基本とし、その最大値は 250gal であるが、L2 地震動のスペクトルの最大値は 1700gal となっている。

2.3.2 既設構造物の耐震補強の考え方

(1) 耐震補強の基本的な考え方

兵庫県南部地震以降、既設構造物の耐震補強は、「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について」²⁸⁾、「緊急耐震補強工法の取り扱いについて」²⁹⁾、「緊急耐震補強工法の取り扱いについて(その2)」³⁰⁾、「既存鉄道構造物の耐震補強に関する指針・同解説」³¹⁾等に基づき計画的に順次進められてきている。(表-2.4 参照)

その基本的な考え方は、以下のとおりである。

既存の鉄道構造物について、阪神・淡路大震災の被害状況や施設の重要性を考慮して大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないよう必要な耐震補強を行うよう努力する。

既設構造物の耐震設計は、新設構造物に対する耐震性能と同等とすることは困難な場合が多いことから、新設構造物に対する設計基準「鉄道構造物等設計標準(耐震設計)」の考え方を参考にしつつ、施工性や経済性を考慮して効果的な耐震性の向上を図るよう実施する。

阪神・淡路大震災における高架橋等の柱の崩壊や落橋の主な原因は、激しい地震動によるせん断破壊によるものであったことから、耐震補強の対象とする構造物は、ラーメン高架橋やラーメン橋台や開削トンネルの中柱および大規模地震発生時にせん断破壊が想定される RC 造の単柱橋脚とする。あわせて、橋梁や高架橋に対する落橋防止の対策(落橋防止工、桁座拡幅、移動防止工)を行う。

耐震補強の対象線区は、構造物の被害による利用者や地域への影響および復旧の難易度等を総合的に勘案し、東京圏、東海圏、近畿山陽圏、および仙台地域にある新幹線および在来線等の輸送量の多い線区(1時間当たりの片道列車運行回数が10本以上の線区を優先)とする。

実施時期は、構造物の重要度、構造物が有する耐震性能の程度、構造物の改築予定時期、高架下の利用状況等(機能の代替性と影響度、経済性など)を勘案して優先度を定めて実施する。

補強方法は、構造物の特性、施工性、安全性、経済性、周辺環境に与える影響度、維持管理の容易性等を総合的に勘案して実施する。

既設構造物の耐震補強は、耐震診断結果に基づき、せん断補強(部材のせん断耐力の向上を目的とした補強)、じん性補強(部材のじん性能の向上を目的とした補強)、曲げ補強(部材の曲げ耐力の向上を目的とした補強、補強材を部材端で隣接部材に十分定着することにより曲げ耐力を向上させる)などにより実施している。

表-2.4 耐震補強に係わる通達等

通達番号	通達名	内 容
近運技 - 第191号 (平成7年7月31日)	「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について」	「鉄道施設耐震構造検討委員会」の方針通達 委員会方針 ・新幹線及び輸送量の多い線区に対して耐震補強を実施する ・新幹線は概ね3年その他鉄道は概ね5年を実施期間とする ・対象構造物は ラーメン高架橋及びラーメン橋台（ＲＣ柱） 開削トンネル（ＲＣ中柱） 橋梁、高架橋（落橋防止工）
近運技 - 第200号 (平成7年8月4日)	「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について」	「鉄道施設耐震構造検討委員会」の方針の運用に関する通達 緊急耐震補強地域（優先的に対処する地域） 仙台・南関東・東海・名古屋・京阪神地域 新幹線については上記地区以外であっても活断層の規模等に配慮し対処する 対象線区 新幹線及び列車本数片道10本以上の在来線 対象構造物 ラーメン高架橋及びラーメン橋台（ＲＣ柱） せん断力に対する安全度が曲げモーメントに対する安全度より小さいもの 開削トンネル（ＲＣ中柱） せん断力に対する安全度が曲げモーメントに対する安全度より小さいもの 橋梁、高架橋（落橋防止工） 落橋防止工の設置されていないもの
近運技 - 第57号 (平成8年3月26日)	「特定鉄道施設に係る耐震補強に関する省令等について」	省令（平成8年3月18日 運輸省令第16号）及び告示（平成8年3月18日 運輸省告示第151号）の徹底（耐震補強の一層の推進を図る目的で上記の通達の扱いを変更するものではない） 対象地域 東京圏・東海圏・近畿山陽圏
業務連絡 (平成8年9月9日)	「緊急耐震補強工法の取り扱いについて」	緊急耐震補強工法の整理（5工法） ・山陽新幹線仕様鋼板巻き ・鋼板巻き水平非溶接 ・鋼板巻きボルト接合 ・鋼板巻きかみ合わせ式継ぎ手 ・炭素繊維補強
業務連絡 (平成9年1月10日)	「緊急耐震補強工法の取り扱いについて」 その2	緊急耐震補強工法の再整理（6工法） ・鋼板巻き補強 ・炭素繊維補強 ・アラミド繊維補強 ・ＦＲＰ吹付け補強 ・吹付けＲＣ補強 ・プレキャスト型枠補強
近運技 - 第81号 (平成13年6月12日)	「既設鉄道構造物に係る耐震補強について」	平成13年度以降の既存鉄道構造物に係る耐震補強の指針 対象地域 東京圏・東海圏・近畿山陽圏・仙台地域を原則とする 対象線区 新幹線及び輸送量の多い在来線等 対象構造物 ラーメン高架橋及びラーメン橋台（ＲＣ柱） 開削トンネル（ＲＣ中柱） 橋梁、高架橋（落橋防止工） 橋りょう（ＲＣ単柱形式等）で著しい損傷が想定される構造物 実施時期 構造物の重要度、耐震性能、構造物の改築予定、高架下活用状況等を総合的に勘案し定める
国鉄技第51号 国鉄施第20号 (平成15年6月3日)	「新幹線の構造物の耐震補強について」	三陸南地震での高架橋柱損傷を鑑み、新幹線の耐震補強が必要な高架橋に対して、速やかに計画を立て補強を実施する 対象地域・構造物・実施時期 事業者の判断による ＪＲ東日本・東海・西日本 共に、平成20年度末を目標に実施する旨回答
国鉄技第64号 国鉄施第98-2号 (平成16年11月1日)	「新幹線における高架橋柱の耐震性確保について」	新潟県中越地震による上越新幹線高架橋柱の損傷を鑑み、耐震補強を前倒し実施する。また、耐震性の総点検については別途通達により実施すること。

一部の部材のみ補強を行った場合、他の補強を行わない部材が構造上の弱点となる場合がある。例えば、高架橋柱や橋脚などに対して曲げ補強を選定した場合、上部構造の保有する水平耐力が増加することとなり、地中ばりや杭などの基礎構造物の負担が増加することになるので注意が必要である。また、はりや基礎構造物の補強は、施工性や経済性の点からも大掛かりとなる場合が多いので、はりや基礎構造物に影響を与えないよう、補強材端部を隣接部材に定着しないことを前提として柱部材等のせん断補強やじん性補強を行う場合が多い。

鋼板巻立て補強工法に代表されるように、いずれの補強工法もせん断補強材として鋼材や繊維シート等を用いることにより部材のせん断耐力を向上させ、せん断破壊が曲げ破壊に先行して生じないようにするとともに、鋼材や繊維シート等の巻き立て効果により既設 RC 柱のかぶりコンクリートの剥落による軸方向鉄筋の座屈を防止し、じん性能を確保するもので、せん断補強やじん性補強における基本的な補強のメカニズムは大差ないといえる。

(2) 既設構造物の耐震性能評価

既設高架橋柱の耐震補強に先立ち、構造物が有する耐震性能評価を行う必要があるが、これについては、「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）」^{3.2)}（以下、「耐震標準」と記す）に従い、新設構造物の耐震設計法に準じて行うことができる。L2 地震動に対する評価の主な手順は次のとおりである。

構造解析

ラーメン高架橋などの一般的な構造物の構造解析においては、上部構造と基礎構造を一体とした平面骨組モデルを用いる。

解析においては、各部材や地盤の非線形性を考慮した復元力モデルを用いて、一般的には変位増分による静的非線形解析（プッシュオーバーアナリシス）により解析し、全体構造系の水平荷重（水平震度）と水平変位量との関係を表した荷重 - 変位曲線を求める。

応答値の算定

応答値の算定は動的非線形解析によるが、振動モードが比較的単純でかつ主たる塑性ヒンジの発生箇所が明らかな場合は、静的非線形解析から得られる構造物の降伏震度（部材または基礎のいずれかの部材が最初に降伏に達したときの震度）および等価固有周期を用いて、非線形スペクトル法により応答値を算定することができる。耐震標準では地盤種別ごとに設定された所要降伏震度スペクトルにより構造物の応答塑性率を簡便に予測することができ、得られた応

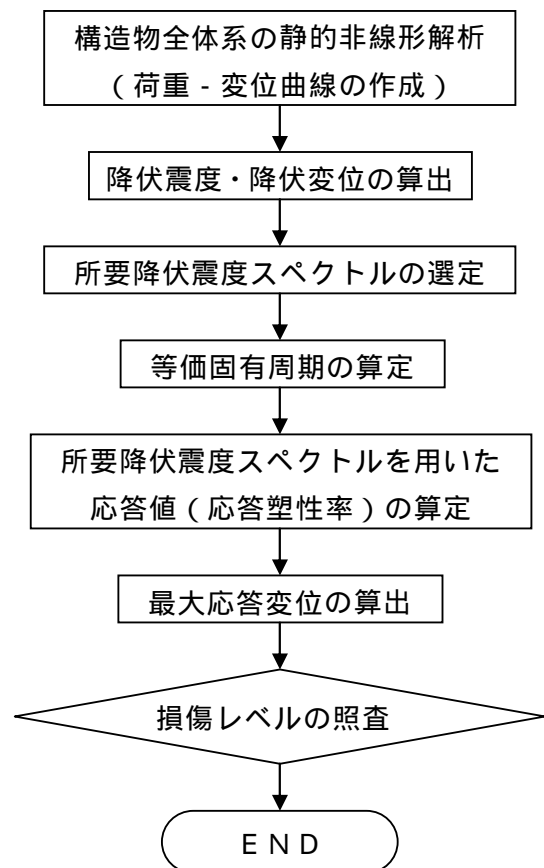


図-2.13 耐震性能評価の手順

答塑性率を降伏変位に乗じて、構造物の最大応答変位量を算出する。

耐震性能の照査

構造物の耐震性能の照査においては、構造物の最大応答変位に対応する各部材の応答値が、部材の損傷レベルの制限値（または基礎の安定レベルの制限値）を満足することを確認することにより行う。

例えば、図-2.14(1)に示すような RC ラーメン高架橋（線路直角方向）について、上部・下部構造全体を骨組モデル化し、変位増分による静的非線形解析を行い、図-2.14(2)に示すような荷重 - 変位関係や降伏変位（ δ_y ）および降伏震度（ Kh_y ）が得られる。図-2.14(2)に柱・地中ばり・杭・上層ばりなどの各部材の検討断面の復元力モデル上の応答を合わせて示す。得られた降伏震度と、構造物の降伏剛性を用いて別途算出した等価固有周期から、図-2.14(3)の所要降伏震度スペクトルを用いて応答塑性率（ μ ）を求め、降伏変位（ δ_y ）に応答塑性率（ μ ）を乗じて最大応答変位（ δ_r ）が求められる。

耐震性能評価は、最大応答変位時における各部材の検討断面が目標とする損傷レベル以下であることを部材ごとに確認することにより行う。図-2.15 に各部材の検討結果を示す。

以上の手順で耐震性能の評価を行うが、静的非線形解析においていずれかの部材断面がせん断破壊することが明らかとなった場合、せん断破壊した部材の復元力特性は未だ不明な点が多く、脆性的なせん断破壊は構造系として好ましくないので、十分なせん断耐力および変形性能の向上を目的として構造物のせん断補強を行うこととなる。

なお、兵庫県南部地震では多くの高架橋柱がせん断破壊したが、震災復旧や緊急耐震補強において全ての構造物の耐震性能評価を静的非線形解析を用いて行うことは時間的にも困難が伴う。そのため簡便法として、柱部材の現有曲げ耐力（ M_u ）から得られる所要のせん断力を設計せん断力として部材の破壊形態を把握し、せん断補強・じん性補強を行った。

その手順は次のとおりである。

設計現有曲げ耐力（ M_{ud} ）は、鉄道構造物設計標準（コンクリート構造物）による。

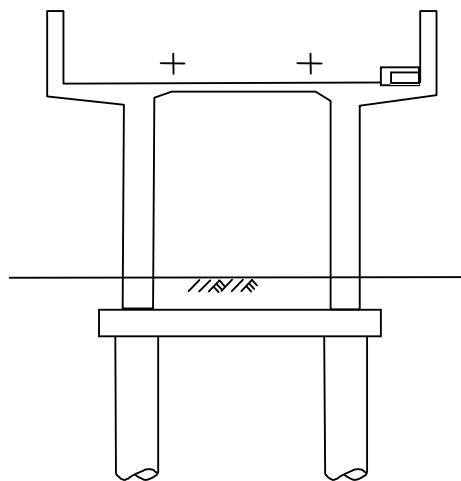
設計現有せん断耐力（ V_{yd} ）は、せん断補強筋を用いない棒部材のせん断耐力（ V_{cd} ）とせん断補強鋼材により受け持たれる棒部材のせん断耐力（ V_{sd} ）の和として鉄道構造物設計標準（コンクリート構造物）により算定する。

地震荷重作用時の柱のモーメント分布を上下対象と仮定して、せん断スパン（ L_a ）を柱の純スパンの 1/2 として設計せん断力（ V_{rd} ）を求める。

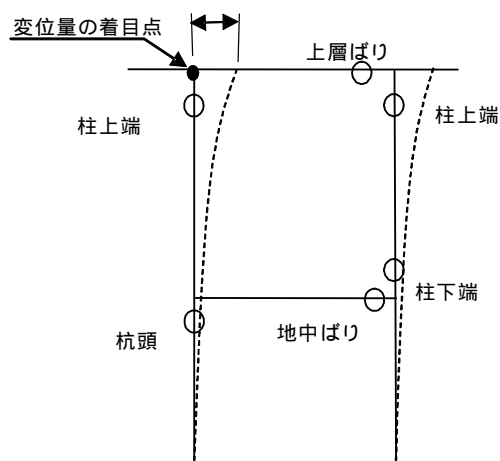
$$V_{rd} = M_{ud} / L_a$$

破壊形式の判定

$V_{yd} < V_{rd}$ の場合は、せん断破壊先行であると判断できるので、せん断補強を行う。



(a) RC ラーメン高架橋（線路直角方向）



(b) 上下部一体の骨組解析モデル

図 2.14(1) RC ラーメン高架橋の耐震性能評価の計算例

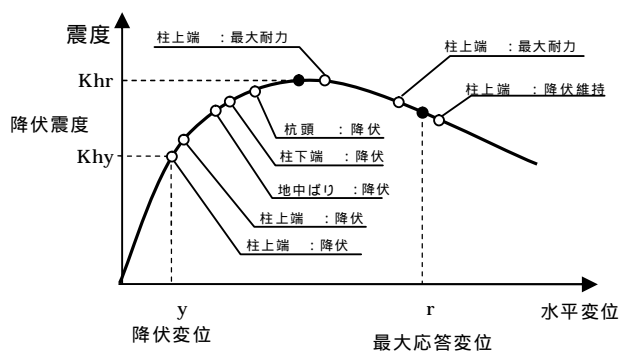


図-2.14(2) 静的非線形解析結果
（荷重 - 変位関係）

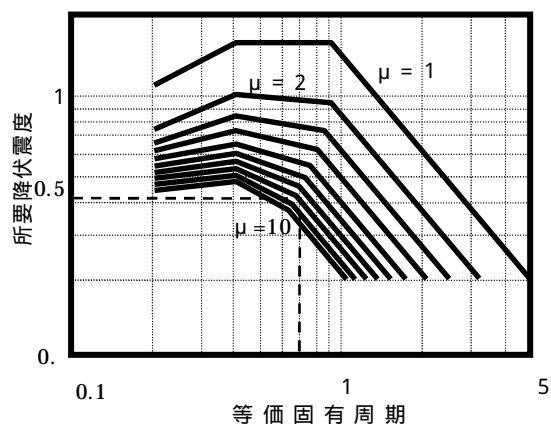


図-2.14(3) 所要降伏震度
スペクトルの例

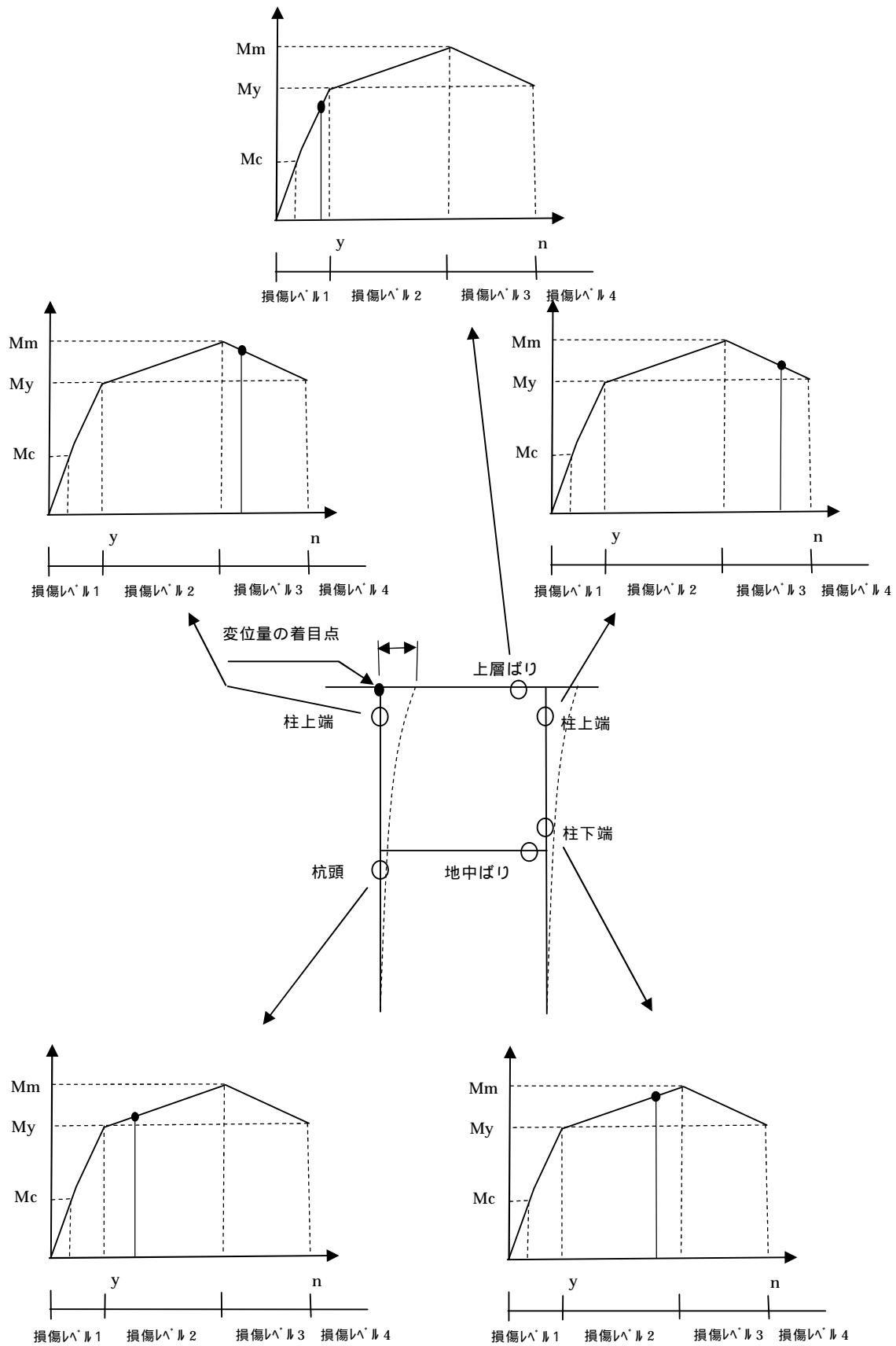


図-2.15 各部材の損傷レベルの照査計算例

せん断補強設計

せん断補強すべき必要せん断耐力 (V_{Nsd}) を求め、せん断補強材 (例えば鋼板など) で補強する (巻き立てる)。

$$V_{Nsd} = V_{rd} - V_{yd}$$

なお、補強断面では有効高さが増すため、 V_{rd} は再計算する。

じん性補強設計

例えば、鋼板巻き立て補強工法による補強の場合、じん性評価式が曲げせん断耐力比等の関数として与えられているので、耐震補強した部材の設計補強じん性率 (μ_{rd}) を算出し、

$$\mu_{dd} < \mu_{rd}$$

であることを確認する。ここに、 μ_{dd} は応答塑性率で上部構造物の変形性能の安全性照査に用いる降伏震度スペクトルから求められる。

簡便法を用いた場合で、せん断破壊先行の場合には、耐震補強の必要ありと判定し、せん断補強設計を行うこととなるので、結果的には変形性能も向上し、所要のじん性率が概ね確保されることになる場合が多く、じん性補強設計を行わなかったとしても問題となることは少ない。

しかし、せん断破壊先行でない場合において、耐震補強の必要なしと判断してしまい、じん

表-2.5 主な耐震補強法の分類³³⁾

構造系への影響	補強形態	補 強 法	鉄道高架橋に対する指針類
構造系が変化しない	鋼板または新素材などの補強材による被覆法	(a) 鋼板巻き補強	文献 34
		(b) 炭素繊維シート巻き補強	文献 35
		(c) アラミド繊維シート巻き補強	文献 36
		(d) スチールクロス巻き補強	
		(e) FRP 吹付け補強	文献 37
	コンクリート系材料による部材増厚法	(f) 鉄筋コンクリート巻き補強	
		(g) 吹付けモルタル補強	文献 38
		(h) スパイラル筋巻き補強	文献 39
		(i) プレキャストパネル巻き補強	文献 40
	補強筋挿入法	(j) 鉄筋挿入補強	
		(k) PC 鋼棒挿入補強	
	上記の併用法	(l) (a)+(f), (a)+(k), (f)+(j) など	
構造系が変化する	部材増設法	(m) 壁増設	
		(n) 柱増設	
		(o) ブレース増設	

性補強設計も省略するようなことがあると、変形性能不足を看過することとなる場合があるので、十分な注意が必要である。

強度や耐力を確保することと同様に、変形性能を確保することが重要であることに留意しなければならない。

2.3.3 既往の各種耐震補強工法の特徴と課題

現在開発されている耐震補強工法には多くの種類があるが、構造系への影響や補強形態に応じて分類すると表-2.5のように分類できる。

鉄道構造物の耐震補強は、「緊急耐震補強工法の取り扱いについて（その 2）」³⁰⁾において、表-2.6 に示す 6 工法が例示されたが、主として経済性から鋼板巻立て補強工法が一般的に採用されてきている。

耐震補強は、構造物の特性、施工性、安全性、経済性、周辺環境に与える影響度、維持管理の容易性等を勘案して実施することとなるが、既設構造物を将来にわたって健全な状態で使用していくためには、耐震補強後の維持管理の容易性は重要な要因であるにも係わらず、維持管理の容易性にも配慮して開発された耐震補強工法や維持管理の容易性について検討された報告は見当たらない。

表-2.7 に維持管理の容易性について取りまとめた結果を示す。表-2.7 では維持管理の対象を補強材と既設 RC 柱に区分し、維持管理を日常点検と大規模地震発生時の臨時点検および補修に区分して検討した。日常点検や臨時点検については、2.2 節で述べたように、中性化や塩害等に起因するコンクリート構造物のひび割れや鉄筋腐食およびコンクリート片剥落、あるいは地震の影響による既設 RC 柱のひび割れ発生等の損傷を効率的かつ迅速に点検できる目視検査や打音検査が適用できるか否かの観点で整理した。

補強材の維持管理については、鋼板、繊維シート、鋼棒、吹付けモルタル、プレキャストコンクリートなどのいずれの補強材も耐久的であるが、鋼板については一般的に塗装の定期的な塗り替えが必要である。

また繊維シートについては、耐火性を確保したり紫外線劣化を抑制するためモルタル等で表面防護されるのが一般的であり、繊維シートそのものを直接点検することは困難である。

既設 RC 柱の維持管理については、いずれの補強工法も鋼板や繊維シート等で表面が隙間なく覆われていることから、日常点検および臨時点検のいずれにおいても目視検査や打音検査は有効な手段とはならない。また大規模地震の影響により既設 RC 柱に生じた損傷を何らかの方法により把握できた場合でも、損傷箇所に対する補修・補強を実施しようとした場合、いずれの補強工法も補強材の撤去等が大掛りとなり復旧に多くの時間と労力を費やすことになる。

表-2.7 より維持管理の容易性の観点からみると、耐震補強工法の開発においては、特に既設 RC 柱の劣化や損傷について効率的に点検することができ、変状箇所に対して簡便に補修できるような配慮をしなければならないことがわかる。

表-2.6 省から例示された緊急耐震補強工法³⁰⁾

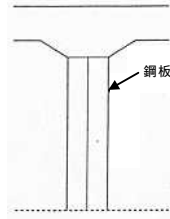
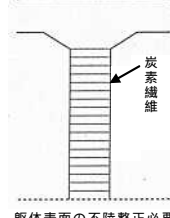
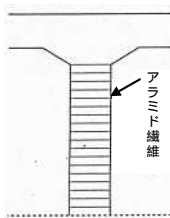
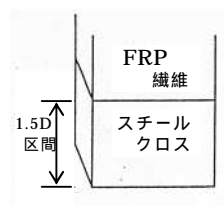
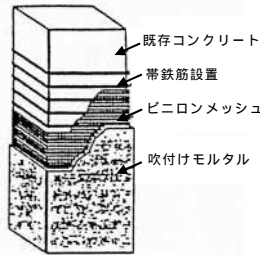
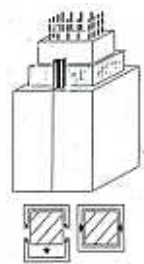
工 法	特 徴	記 事
鋼板巻立て補強 ³⁴⁾	6mm 以上の厚さの鋼板を巻き付け、柱との隙間には無収縮性の充填材でつめ、一体性を保持する。鋼板の接合は溶接を基本とするが、機械的な接合でも良い。	 <p>鋼板は塗装が必要である</p>
炭素繊維シート巻立て補強 ³⁵⁾	厚さ数ミリ程度の炭素繊維シートを巻き付ける。クレーン等の重機が不要である。補強厚も薄く、建築限界等の支障が少ない。	 <p>躯体表面の不陸整正必要 補強材は表面防護が必要</p>
アラミド繊維シート巻立て補強 ³⁶⁾	厚さ数ミリ程度のアラミド繊維シートを巻き付ける。クレーン等の重機が不要である。補強厚も薄く、建築限界等の支障が少ない。	 <p>躯体表面の不陸整正必要 補強材は表面防護が必要</p>
F R P 吹付け補強 ³⁷⁾	ガラス繊維と樹脂をスプレーガンで直接柱表面に吹付ける。吹付け施工であるためクレーン等の重機が不要である。補強厚も薄く、建築限界等の支障が少ない。 曲げ性能を向上させるため、スチールクロスと併用することも可能。	 <p>補強材は表面防護が必要</p>
吹付けモルタル補強 ^{38)・39)}	柱の外側に帯鉄筋またはスパイラル状に加工した細径 PC 鋼棒を配置し、吹付けモルタルで表面を覆う。吹付け施工であるためクレーン等の重機が不要で、さらに施工後の構造物の保守管理は既存の構造物と同様である。	
プレキャスト型枠補強 ⁴⁰⁾	帯鉄筋が内包された高強度モルタルによって構築されたプレキャスト部材を用いて行う補強方法である。施工後のメンテナンスがほとんどいらない。組立作業で施工も比較的容易である。	

表-2.7 維持管理の容易性

	補強材		既設 R C 柱	
	日常点検，臨時点検 (目視，打音検査)	補修	日常点検，臨時点検 (目視，打音検査)	補修
鋼板巻立て補強	塗装の劣化	塗り替えが必要	×	×
炭素繊維シート巻立て補強 アラミド繊維シート巻立て補強	一般的に表面防護を施工しているため繊維シートは見えない ×	耐久的	×	×
F R P 吹付け補強		耐久的	×	×
吹付けモルタル補強		耐久的	ひび割れや錆汁が補強材表面に表われる	×
プレキャスト型枠		耐久的	×	×
備 考	: 点検や補修が容易でコストも比較的安価 × : 点検や補修が困難			

2.4 維持管理に配慮した新しい耐震補強方法の提案

2.4.1 新しい耐震補強方法の提案

既設 RC 柱の耐震補強工法として、
設計施工面においては、

- 変形性能の十分な向上が期待できること
- 鋼板巻立て補強工法よりも、さらに安価であること
- 普通作業員が人力で容易に施工できること

維持管理面においては、

- 地震の影響による損傷の有無や程度が容易に視認でき損傷箇所の補修が簡便であること
- 耐震補強実施後も既設 RC 柱の劣化状態の把握が可能で、点検や補修の妨げとならないこと

既設 RC 柱の中性化抑制効果が期待できること

などをコンセプトに、短形断面の柱の側面に、別途製作したかまぼこ状のプレキャストコンクリートブロック（以下「セグメント」と記す）をポリマーセメントモルタルを介して張り付け、その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）をアンボンド横拘束筋として巻立て補強する工法（以下「本工法」と記す）を考案した。

その概念は、図-2.16 に示すとおりである。

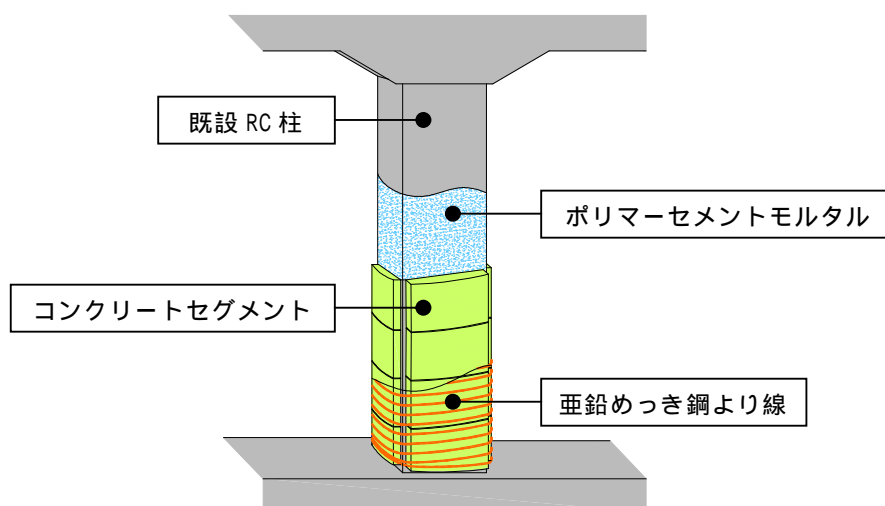


図-2.16 コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強

（１）コンクリートセグメント

かまぼこ状に加工したプレキャストコンクリートブロックを用い、矩形断面の柱の周囲に取り付けることで、補強後の形状が円形またはできるだけ円形に近い形状となるようにし、鋼より線と一体となって拘束効果が柱側面全体に伝わるようにした。また、鋼より線の巻立て施工が容易となるようセグメント表面には溝を設け、セグメント重量は人力施工が可能なよう 60kg 程度以下になるよう分割した。セグメントは平行四辺形とし、鋼より線が柱の周囲を一周すると巻き上がる高さの 4 分の 1 だけ、順次ずらして柱側面に取り付け、セグメント

間を滑らかに連続して鋼より線を巻き立てることができるように配置することとした。セグメントの幅は、柱の幅よりも左右 10cm ずつ小さくし、既設 RC 柱表面の変状を観察できるようにするとともに、鋼より線に初期緊張力を導入する場合の治具の挿入スペースを確保するように配慮した。また、セグメント端部厚さを 5cm 程度にして、施工時にセグメント端部が欠け落ちたりすることがないように工夫した。

(2) 鋼より線

鋼より線は、あらかじめセグメント外周よりも小さくスパイラル加工し、セグメント外周への巻き立てが容易になるよう工夫した。運搬時の重量は、人力施工を前提に、60kg 程度となるように分割することとしたため、継手が必要となる。鋼より線の継手については、一般的に使用されている巻付グリップを加工した曲線用巻付グリップを新たに開発し、全強摩擦継手として使用することとした。

鋼より線の端部定着は、柱の上下端で 2 重に巻いた後、柱の 4 隅においてワイヤグリップで固定して行うこととした。また、定着端部全体が振動等の影響で回転して緩まないよう、柱の 4 隅には新たに開発した緩み防止金具を取り付けることとした。

2.4.2 既往の各種耐震補強工法との比較

既往の耐震補強工法について、維持管理や設計施工および経済性の観点をも考慮して、性能評価を行った。ここでは、緊急耐震補強で例示された 6 工法の中から、JR 西日本において施工実績のない工法を除外し、最近開発されたリバー補強工法、一面せん断補強工法を加えて本工法を含む 6 工法について性能の比較を行った。

変形性能については、第 3 章で得られた実験結果に基づくじん性率を付記した。

施工性については、鉄道ラーメン高架橋柱の耐震補強工事における実施工上の課題を参考に評価した。表-2.8 に各工法の施工上の課題を示す。

高架下利用については 80cm 角の柱断面積を 100 として一般的な補強後の柱断面積を割合で表した。

また、施工単価については、図-2.17 に示す標準的な高架橋を対象に以下の前提条件において仮想積算した。

(前提条件)

- ・ 既設柱 $0.8\text{m} \times 0.8\text{m}$, $H = 8.0\text{m}$
- ・ 昼間の標準施工
- ・ 仮土留工は別途とする
- ・ 各工法ごとの設計施工指針、技術資料による歩掛り、単価を使用

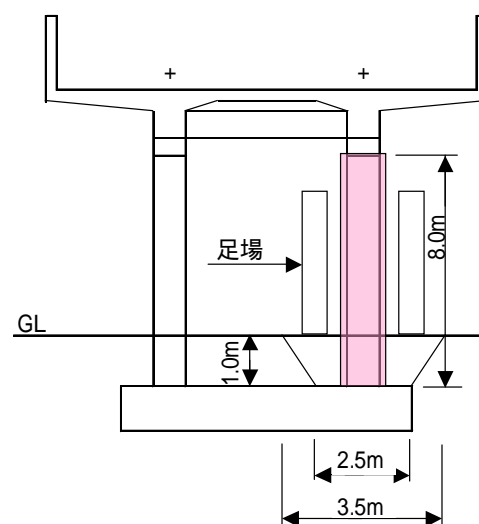


図-2.17 単価比較の積算対象とした高架橋

表-2.8 施工上の課題

工 法	施工上の課題
鋼板巻立て補強	<ul style="list-style-type: none"> ・ 駅構内や狭隘現場の場合，鋼板搬入等の制約が大きい ・ 塗装工，溶接工などの職種が必要である
炭素繊維シート 巻立て補強	<ul style="list-style-type: none"> ・ 耐火性に難点があり，別途表面防護が必要 ・ 導電性材料であるため，地絡や繊維飛散による電気系統障害に対する検討や別途対策が必要 ・ 水分があると樹脂の硬化に悪影響を及ぼす
アラミド繊維シート 巻立て補強	<ul style="list-style-type: none"> ・ 耐火性に難点があり，別途表面防護が必要 ・ 水分があると樹脂の硬化に悪影響を及ぼす
リブバー補強	<ul style="list-style-type: none"> ・ 隅部の金物取付けに手間がかかる
一面せん断補強	<ul style="list-style-type: none"> ・ 柱の削孔時に鉄筋に支障する場合がある ・ 柱の削孔作業に時間がかかる
本工法	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鋼より線をセグメントに密着させて巻き立てる必要がある ・ ポリマーセメントモルタルの密着確認が必要

表-2.9 耐震補強工法の性能比較

工 法	維持管理		設計施工		高架下利用		経済性
	点検補修 目視確認	中性化 抑制	変形性能 (じん性率)	施工性 (重機使用)	補強柱 断面積	利用可 能面積	施工 単価
鋼板 巻立て補強	×		(10)		(119)	(99.7)	(100)
炭素繊維シート 巻立て補強	×		(13)		(110)	(99.8)	(220)
アラミド繊維 シート巻立て 補強	×				(110)	(99.8)	(220)
リブバー 補強		×			×	(99.1)	(170)
一面せん断 補強		×			(111)	(99.8)	×
本工法			(12～15)		(131)	(99.5)	(80)
備考			無補強の 場合(2.7)	注 ； 80cm 角の柱断面積を 100 とした 注 ； 複線高架橋 1 スパン（8m×11m,柱無 補強）の利用可能面積を 100 とした 注 ； 鋼板巻立て補強工法を 100 とした			

表-2.9 に示す検討結果より，既設 RC 柱の耐震補強を計画・実施する場合においては，次の点に留意する必要がある．

(a) 維持管理

点検，補修の視点からは，鉄筋コンクリート巻立て補強やリブバー補強および本工法のように，既設 RC 柱の変状が直接的または間接的に目視確認できることが望ましい．鋼板巻立て補強，炭素繊維シート巻立て補強およびアラミド繊維シート巻立て補強は，既設 RC 柱に生じる変状を目視確認できないのでこの点において好ましくない．特に，内部塩化物イオン量が高い場合や反応性骨材の使用が疑われるような場合は，耐久性上の課題が将来顕在化する懸念があるので，日常点検において直接的または間接的に変状を目視確認できないような補強方法の採用は，慎重でなければならない．また，大規模地震発生時の臨時点検においても，既設 RC 柱に生じた損傷状況を速やかに効率的に確認することが困難であり，場合によっては，臨時点検のため補強材を一旦撤去し再復旧しなければならないなど，初動体制において課題が残る．中性化抑制の視点からは，既設 RC 柱の全面に巻立てを実施しないリブバー補強や一面せん断補強では，中性化抑制は困難であり，別途表面処理工法を併用するなどの対策や費用が必要となる．

(b) 変形性能

いずれの補強工法も，変形性能の確保の視点からはじん性率が 10 程度以上確保できるので，特に課題となることはない．

(c) 施工性

狭隘な現場では，重機使用に制限が生じる場合が多いので，重量物を補強材として使用する鋼板巻立て補強や一面せん断補強は課題が多い．しかし，施工条件に制約がなければ，重機を積極的に活用して短期間に効率的に施工することも可能であるので，施工条件に応じた検討が必要である．

(d) 高架下利用

駅部等において高架下が利用されている場合，補強後の断面がいたずらに大きくなることは得策でない．既往の耐震補強工法による補強後の柱断面積（110～119）と比較して，本工法の場合は，補強後の柱断面積(131)が 10～20 ポイント程度大きくなるが，複線高架区間における高架下利用可能面積の減少は 0.3 ポイント程度であり，影響は僅少といえる．

(e) 経済性

重要構造物の耐震補強を加速化する意味でも，耐震補強はできる限り安価であることが望ましいし，補強柱はメンテナンスフリーであることが望ましい．本工法の場合は鋼板巻立て補強工法よりも施工単価において 2 割程度安価であり，塗装の塗り替えなどの維持管理費用も必要としないので，ライフサイクルコストの点からも有利である．

以上のことから，本工法は，本節 2.4.1 で示した設計施工上および維持管理上のコンセプトを満たすとともに，いずれの点においても既往の耐震補強工法や最近開発された新しい補強工法と比較して同等以上の性能を有しており，維持管理の容易な耐震補強方法であるといえる．

2.5 まとめ

本章は、コンクリート構造物の維持管理の現状と課題を概括し補修・補強のあり方を述べるとともに、既設コンクリート構造物の耐震補強の現状と既往の耐震補強工法の課題を整理し、維持管理に配慮した新しい耐震補強方法の提案を行ったものである。

既設構造物の維持管理および耐震補強に関わる検討結果を以下にまとめる。

(1) 維持管理の現状と課題

- ・山陽新幹線コンクリート剥落事故を経て、コンクリート構造物に対する維持管理の必要性が再認識され、点検方法や補修工法等が大きく見直される契機となった。
- ・初回全般検査や特別全般検査等の検査体系は、変状箇所を把握した上で重点的な検査を行うことのできる合理的な検査体系であるといえるもので、全コンクリート構造物に対してできるだけ速やかに実施することが望ましい。また、検査結果がその後の維持管理に生かされるよう検査した記録を蓄積し活用することへの転換を着実に進めていく必要がある。
- ・山陽新幹線のコンクリート構造物においては、鉄筋腐食の主要因はコンクリートの中性化であり、塩化物イオン量が多いほど鉄筋腐食が進行する傾向がある。
- ・構造物の要求性能のうち安全性能や使用性能については、現時点では相当の安全度を有しているため早急に対処すべき課題は少ないが、耐久性や第三者影響度は速やかな対応が求められている性能である。
- ・最近、T形橋脚において複数報告されているアルカリ骨材反応が原因と想定される鉄筋の曲げ加工部における破断現象は、原因究明を急ぐべき緊急課題である。
- ・新設構造物の場合、初期欠陥をなくすように設計施工することが重要であり、初期欠陥をなくすことによって維持管理は大幅に軽減されることとなる。「初期欠陥や早期劣化の誘因が生じないよう」入念に施工することはもちろん、「維持管理し易い」、「維持管理の妨げとならない」ことを念頭に、対処していくことが必要である。
- ・既設構造物を長期間にわたり健全な状態で使用し続けるためには、精度よく効率的に検査するとともに、時機を得た補修を行うことが重要である。
- ・鉄筋コンクリート構造物の維持管理をより確実なものとしていくためには、検査精度の向上や補修材料の性能向上など開発に関わるメーカー側の協力が不可欠である。また、補修等を実施するに当たってはより良い品質を確保する観点から工事従事者に対する資格認定制度の導入や長期間にわたる材料等の品質を保証する契約方式の検討など、ハード・ソフトの両面から維持管理のシステム化に取り組んでいく必要がある。

(2) 既往の耐震補強工法の現状と課題

- ・既往の耐震補強工法は、いずれも「耐震補強すること」そのものが目的となっており、日常の維持管理や地震発生後の臨時点検や補修補強などの再施工までを見据えて開発されたものになっているとは言い難い。
- ・鉄道ラーメン高架橋柱の耐震補強において、一般的に用いられている鋼板巻立て補強では、既設柱は無点検維持管理の状態にあるといえる。無点検維持管理の場合は、構造物の性能低下による大被害を未然に防ぐ観点から、異常の有無を把握するレベルでの間接点検を定

期的に行うことが重要であるとされているが、数多くの鋼板巻立て補強柱を合理的に間接点検できる方法は現時点では見当たらない。

- ・日常点検や大規模地震発生時の臨時点検において、変状や損傷を直接的または間接的に目視確認できなくなるような耐震補強方法の採用は、慎重でなければならない。

（３）維持管理に配慮した新しい耐震補強方法の提案

- ・維持管理に配慮した既設 RC 柱の耐震補強工法の要件として、設計施工面においては、変形性能の十分な向上が期待できること、鋼板巻立て補強工法よりも、さらに安価であること、普通作業員が人力で容易に施工できること、維持管理面においては、地震の影響による損傷の有無や程度が容易に視認でき損傷箇所の補修が簡便であること、耐震補強実施後も既設 RC 柱の劣化状態の把握が可能で、点検や補修の妨げとならないこと、既設 RC 柱の中性化抑制効果が期待できること、などを挙げることができる。
- ・各要件を満足する新しい耐震補強方法として、短形断面の柱の側面に、別途製作したかまぼこ状のプレキャストコンクリートブロックをポリマーセメントモルタルを介して張り付け、その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線をアンボンド横拘束筋として巻立て補強する工法を考案した。

【第2章の参考文献】

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，2001.1
- 2) 運輸省鉄道局：トンネル安全問題検討会 報告書，2000.12
- 3) 松田好史，中村圭二郎，村田一郎：山陽新幹線トンネル安全総点検，トンネルと地下，Vol.31，No.5，pp.65～75，2000.5
- 4) 西日本旅客鉄道(株)：山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会 報告書，2000.7
- 5) 松田好史，垣尾徹：山陽新幹線鉄筋コンクリートラーメン高架橋等の維持管理，コンクリート工学，Vol.38，No.12，pp.23～31，2000.12
- 6) (財)鉄道総合技術研究所：建造物保守管理の標準・同解説(コンクリート構造)，1987.3
- 7) 下野満広，佐々木大次郎：コンクリート構造物に対する品質管理の取組み，日本鉄道技術協会誌，pp.913～915，2001.11
- 8) 鈴木秀門，木村元哉，御崎哲一，中山忠雄：RC高架橋のコンクリート劣化に対応した橋梁保守管理システムの構築，土木学会年第58回次学術講演会概要集，-087，pp.173～174，2003.9
- 9) 松田好史，荒巻智：山陽新幹線鉄筋コンクリート構造物の補修，セメント・コンクリート，No.656，pp.86～91，Oct.2001
- 10) 岸谷孝一，西澤紀昭他編：コンクリート構造物の耐久性シリーズ，中性化，技報堂出版
- 11) 小林一輔，白木亮司，河合研至：炭酸化によって引き起こされるコンクリート中の塩化物，硫黄化合物およびアルカリ化合物の移動と濃縮，コンクリート工学論文集，pp.69～82，1990.7
- 12) 荒巻智，泉並良二，竹並秩男，堀井義浩：鉄筋コンクリート構造物における鉄筋腐食要因の推定，土木学会第55回年次学術講演会概要集，-332，pp.666～667，2000.9
- 13) 政村兼一郎：生コンクリート技術史，(株)セメント新聞社，1991.7
- 14) 運輸省鉄道局監修 鉄道技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，コンクリート構造物，1992.10
- 15) 葛目和宏，河野広隆，中谷昌一，玉越隆史：ASR劣化の生じた道路橋の維持管理について，コンクリート工学，Vol.42，No.6，pp.11～17，2004.6
- 16) アルカリ骨材反応対策小委員会：アルカリ骨材反応による鉄筋破断が生じた構造物の安全性評価(中間報告)，土木学会誌，Vol.88，pp.83～84，2003.9
- 17) 北後征雄，芦田公伸，菊田憲弘，宮川豊章：電気化学的手法によるコンクリートの改質と補修効果に関する実証的研究，土木学会論文集，No.641 / -46，pp.101～115，2000.2
- 18) 松田好史，佐藤寛治：コンクリート構造物の断面修復箇所の品質向上，コンクリート工学，Vol.39，No.12，pp.16～24，2001.12
- 19) 野村倫一：表面処理方法の耐久性向上に関する取組み，日本鉄道施設協会誌，pp.38～40，2004.8
- 20) Norikazu Nomura，Toru Kakio，Yoshifumi Matsuda，Shinzo Nishibayashi：Investigation and Repair Process of Fractured Reinforcements due to ASR，Proc. of 12th Inter. Conf. on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete，Beijin，2004

- 21) 渡辺佳彦, 長田文博, 井上英司, 虫明成生: 夜間時の赤外線カメラを用いた高架橋コンクリートの剥離診断(その1), 土木学会第58回年次学術講演会概要集, -403, pp.805 ~ 806, 2003.9
- 22) 松田好史: 鉄道構造物の維持管理における課題等, 土木学会誌, Vol.86, pp.9 ~ 10, Dec.2001
- 23) 石橋忠良: コンクリート鉄道構造における補修・補強の実施例, コンクリート工学, Vol.18, No.3, pp.84 ~ 90, 1980.3
- 24) 尾坂芳夫: 1978年宮城県沖地震後におけるコンクリート土木構造物の耐震対策, コンクリート工学, Vol.20, No.9, pp.19 ~ 26, 1982.9
- 25) 日本鉄道施設協会: 鉄道地震対策の研究報告書, 1986.3
- 26) 宮本征夫, 斎藤俊彦, 石橋忠良: 既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告書, Vol.9, No.2, pp.275 ~ 280, 1987.6
- 27) 石橋忠良, 古谷時春: 新幹線の橋脚・橋台の耐震補強 - 鋼板巻き補強・ストラット等 - , 基礎工, Vol.20, No.2, pp.94 ~ 105, 1990.2
- 28) 運輸省通達, 近運技一第191号: 鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について, 1995.7
- 29) 運輸省近畿運輸局鉄道部業務連絡, 緊急耐震補強工法の取り扱いについて, 1996.9
- 30) 運輸省近畿運輸局鉄道部業務連絡, 緊急耐震補強工法の取り扱いについて(その2), 1997.1
- 31) 運輸省通達, 国鉄施第50号(参考): 既存鉄道構造物の耐震補強に関する指針・同解説, 2001.6
- 32) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物設計標準・同解説(耐震設計), 1999.10
- 33) 日本コンクリート工学協会: 兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書, 1997.4
- 34) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計施工指針(鋼板巻き補強編), 1997.12
- 35) 鉄道総合技術研究所: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針, 1996.7
- 36) 鉄道総合技術研究所: アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針, 1996.11
- 37) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 - FRP吹付け補強編 - , 1996.11
- 38) 鉄道総合技術研究所: 吹付けモルタルによる高架橋柱の耐震補強法設計・施工指針, 1996.10
- 39) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 - スパイラル筋巻立工法編 - , 1996.12
- 40) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 - RCプレキャスト型枠工法編 - , 1996.12

第3章 コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究

3.1 はじめに

矩形断面の柱の側面に、別途製作したかまぼこ状のプレキャストコンクリートブロック（以下「セグメント」と記す）をポリマーセメントモルタルを介して張り付け、その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）をアンボンド横拘束筋として巻立て補強する工法（以下「本工法」と記す）を考案し、変形性能やひび割れ視認性について確認を行った^{1),2)}。

また、本工法の鉄道ラーメン高架橋柱への実用化を念頭に、さらなるコストダウンや施工性向上等の実現を図るため、以下の点にも着目し同様の試験を行うこととした。

すなわち、補強後の断面形状が円形となるようなセグメント（以下「円形セグメント」と記す）に代えて、円形セグメントの中央部厚さが薄くなるように円弧部半径を大きくしたセグメント（以下「扁平セグメント」と記す）で柱の側面を拘束しセグメント重量を軽減するとともに、セグメント表面に鋼より線の巻き立てを容易にするための溝を設けることとした。さらに、鉄道ラーメン高架橋等の柱の耐震補強の施工においては、一般的に柱下端根入れ部の掘削や埋め戻しを行ったり、また柱中間部に添架されている標識等の仮移設や復旧を行っており、これらの費用が全体の約2割程度に達している場合がある。既設RC柱の耐震補強において本工法による補強を柱全長に行わず部分的に省略しても十分な変形性能の向上が確保できるならば、実施工において相当なコストダウンが期待できることとなる。

以上のことを実験的に明らかにするために、円形セグメントや扁平セグメントを用いた本工法によるラーメン高架橋柱の縮小試験体に加え、既往の耐震補強工法によるラーメン高架橋柱の縮小試験体を作製し静的正負交番載荷試験を実施した。

第3章では、既往の耐震補強工法との対比において、本工法の耐震補強効果やひび割れ視認性を実験的に明らかにし変形性能の評価を行うとともに、本工法により補強した既設RC柱の挙動について非線形有限要素解析を行い、荷重 - 変位関係や鉄筋のひずみ分布などを解析的に明らかにすることを試みた。

3.2 コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する実験概要

3.2.1 試験体の種類および諸元

表-3.1 に試験体の種類および諸元を示す。

補強対象とする既設RC柱は、耐震設計指針（案）解説（昭和54年）³⁾以前の基準（以下「旧基準」と記す）に基づいて設計されたRCラーメン高架橋の柱（断面寸法80cm×80cm）とし、試験体は、既設柱の断面寸法を5/8に縮小したもの（断面寸法50cm×50cm）である。基準となる試験体N-1は、軸方向鉄筋D22（SD295）20本と帯鉄筋6（SR235）@94mmを配置し、補強がなされない場合にはせん断破壊するものである。

比較対象とした試験体は、無補強の試験体N-1の他、耐震設計指針（案）解説³⁾に基づき帯鉄筋量を増加した試験体N-2、運輸省通達「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について」（近運技一第200号、平成7年8

表-3.1 試験体の種類および諸元

試験体名		N 1	N 2	PL 1	CF 1	SP 4	AP 1	AP 2	AP 3	AP 4
補強方法		補強なし (既設) 旧基準	帯鉄筋増加 耐震設計 指針(昭54年) 準拠	N 1を 鋼板巻立て 補強	N 1を 炭素繊維シート巻立て補強	N 1を スパイラル筋巻立て工法で補強	N 1を 円形セグメントによる 本工法で補強		N 1を 扁平セグメントによる 本工法で補強	
柱形状		断面寸法幅 (D) 50cm × 50cm , 有効高さ (d) 44cm , せん断スパン (a) 150cm , a/d = 3.4								
鉄筋	軸方向鉄筋	D22 20本 (SD295)								
	帯鉄筋	6 @94mm (SR235) 帯鉄筋比 0.12%	D13 @75mm (SD295) 帯鉄筋比 0.68%	6@94mm (SR235) 帯鉄筋比 0.12%						
コンクリート		設計基準強度 21 N/mm ²								
使用補強材	補強なし	上記 帯鉄筋	鋼板 ^{*1} (SS400) t=3.2mm	炭素繊維シート ^{*2} t=0.167mm 2層	細径異形 PC 鋼棒 ^{*3} (SBPD1275) 6.4 @31.3mm	亜鉛めっき鋼より線 2号(a)1種A級				
						6.9@ 50mm	9.6@100mm 補強筋比 0.23%			
						セグメント設計基準強度 40N/mm ²				
柱下端 無補強 区間				30mm	0mm	30mm	50mm		125mm (0.25D)	
軸方向 圧縮応 力度		0 N/mm ²				1 N/mm ²				

*1：無収縮モルタル注入 t=30mm

*2：エポキシ樹脂含浸接着

*3：補強筋比 0.33% 吹付けモルタル t=40mm

月4日)および一連の緊急耐震補強に係る業務連絡や各補強工法ごとの設計指針^{4),5),6)}に準拠して、試験体 N 1 を鋼板巻立て補強した試験体 PL 1 , 炭素繊維シート巻立て補強した試験体 CF 1 , スパイラル筋巻立て工法で補強した試験体 SP 4 の5体とした。また、本工法による試験体は表-3.1 に示すように、試験体 N 1 を円形セグメントと鋼より線で巻き立てて補強した試験体 AP 1 および試験体 AP 2 と、試験体 N 1 を扁平セグメントと鋼より線で巻き立てて補強した試験体 AP 3 および試験体 AP 4 の合計4体とした。これらの補強試験体はいずれも曲げ耐力を上げずにせん断耐力を向上させることを企図して、耐力比(部材のせん断耐力の計算値と柱基部が曲げ耐力となる時の水平荷重の計算値との比)を概ね 1.5 以上となるように、それぞれの設計施工指針に基づきせん断補強材量を定めせん断補強したものである。一般的な鉄道ラーメン高架橋において鋼板巻立て補強工法により耐震補強を行った柱では、じん性率が概ね 10 程度に向上することが実験的に確認されている

ことから^{7),8)}，本工法による補強では鋼板巻立て補強と同等程度以上の変形性能の向上を目指すこととした．試験体 AP 1 と AP 2 はせん断補強筋間隔の差について，試験体 AP 2 と AP 3 はセグメント形状の差について，試験体 AP 3 と AP 4 は柱下端における無補強区間の差について，それぞれ着目した試験体である．試験体 AP 4 の無補強区間の位置は，柱下端部や柱中間部などに設けることが考えられるが，今回は曲げモーメントが最大となり，条件的に最も厳しい柱下端部に設けることとした．

試験体形状については，地震時におけるラーメン高架橋柱部材の曲げモーメント分布が上下逆対称となること，せん断スパン比が大きく載荷点の拘束が試験体基部に与える影響は小さいと考えられることなどから高架橋柱の 1/2 をモデル化した下端固定の単柱形状とした．また地震時における高架橋柱部材の軸力変動の影響については，町田らの研究⁹⁾において，単柱形状の試験体を用いて軸方向圧縮応力度の大きさを変化させた実験が行われ変形性能についての関係式が明らかにされている．同研究⁹⁾によれば，軸方向圧縮応力度 0 と 1N/mm^2 によるじん性率の相違は，1.18：1.0 程度であり，軸方向圧縮応力度のある場合の方がじん性率は小さくなることから，表-3.1 の軸方向圧縮応力度が異なる試験体を比較対象として用いることに大きな問題はないと考えられる．

図-3.1 に試験体構造図，図-3.2 に試験体形状および配筋図，図-3.3 に補強詳細図を示す．

本工法に用いるセグメントは，外周に巻き立てた鋼より線の拘束力が既設 RC 柱のコンクリートに効果的に伝達されるように，巻き立て後の断面形状が円形またはできるだけ円型に近い形状となるようにした．また，外周に巻き立てた鋼より線には施工時の緩みを取り除く程度の緊張力（1kN 程度）を導入しセグメントと密着させ，より一層の拘束力を期待することとした．

鋼より線の配置間隔については，鋼より線からの支圧がセグメントに対し 45° で分布すると仮定し，図-3.4 に示す円形セグメントの縁端部（厚さ 51.4mm）において支圧分布に重複の生じる試験体 AP 1（スパイラル筋配置間隔 50mm）と支圧分布に重複の生じない試験体 AP 2, 3, 4（スパイラル筋配置間隔 100mm）の 2 種類として，鋼より線の巻立て間隔の相違が変形性能やひび割れ発生に与える影響を確認することとした．

支圧荷重の分布幅については，鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹⁰⁾ に示されている集中荷重の分布幅の考え方に準じ 45° で分布すると仮定したものである．

セグメントは，鋼より線に緊張力を与えるための施工余裕を確保するため，また日常点検や地震発生時の緊急点検において既設 RC 柱に生じる劣化や損傷の有無や程度を目視で確認できるようにするため，さらには，セグメント端部の割れや欠け落ちに対し製造上の一定厚さを確保できるようにするため，柱の隅角部に一定の空きスペースを設ける形状とした．80cm×80cm の既設 RC 柱の場合，上記の理由からセグメント幅は 60cm を予定していたので 5/8 縮小試験体の円形セグメントおよび扁平セグメントは，図-3.4 に示すような形状とした．なお，矩形断面の既設 RC 柱の耐震補強において，鋼板等によって矩形に巻き立てた場合には楕円形に巻き立てた場合に比べて拘束効果が小さいことが実験的に明らかになっている¹¹⁾．

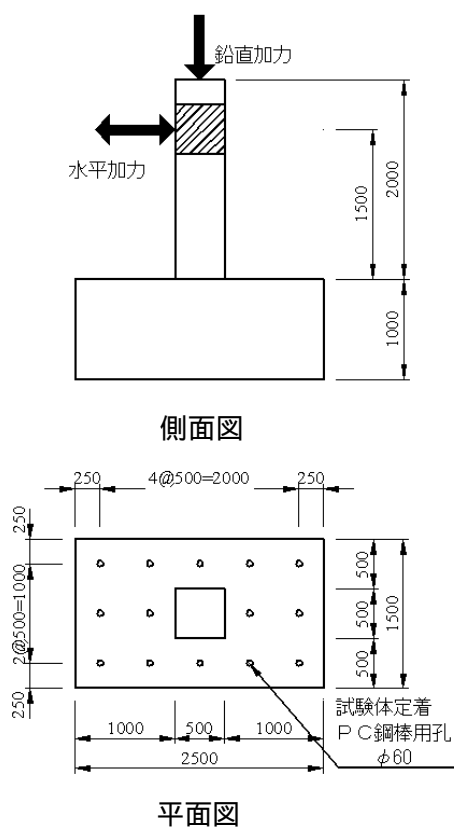


図-3.1 試験体構造図 (AP 2) (単位 mm)

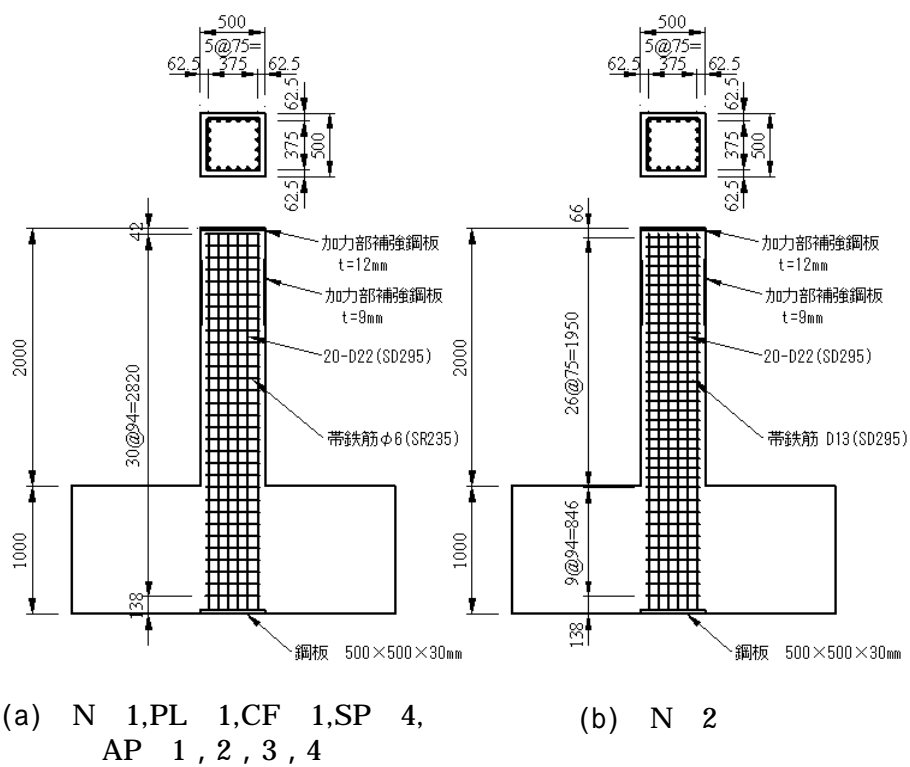


図-3.2 試験体形状および配筋図 (単位 mm)

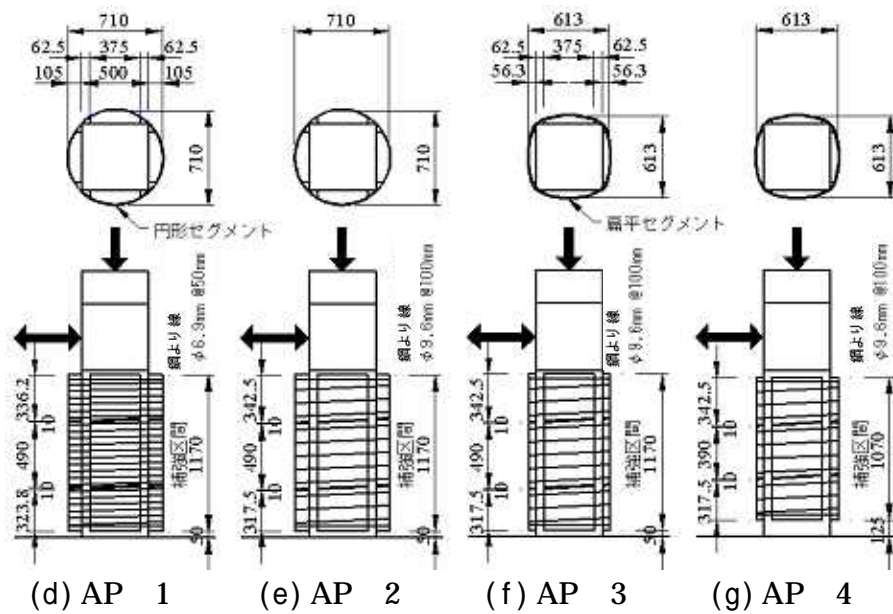
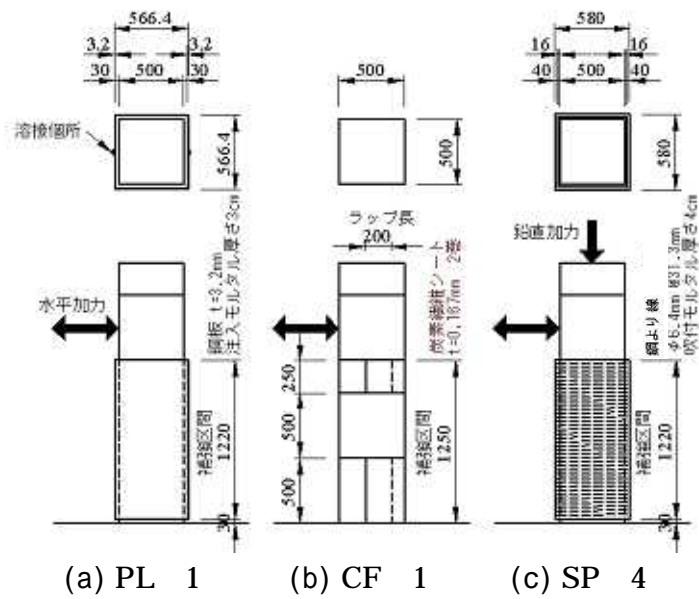


図-3.3 補強詳細図 (単位 mm)

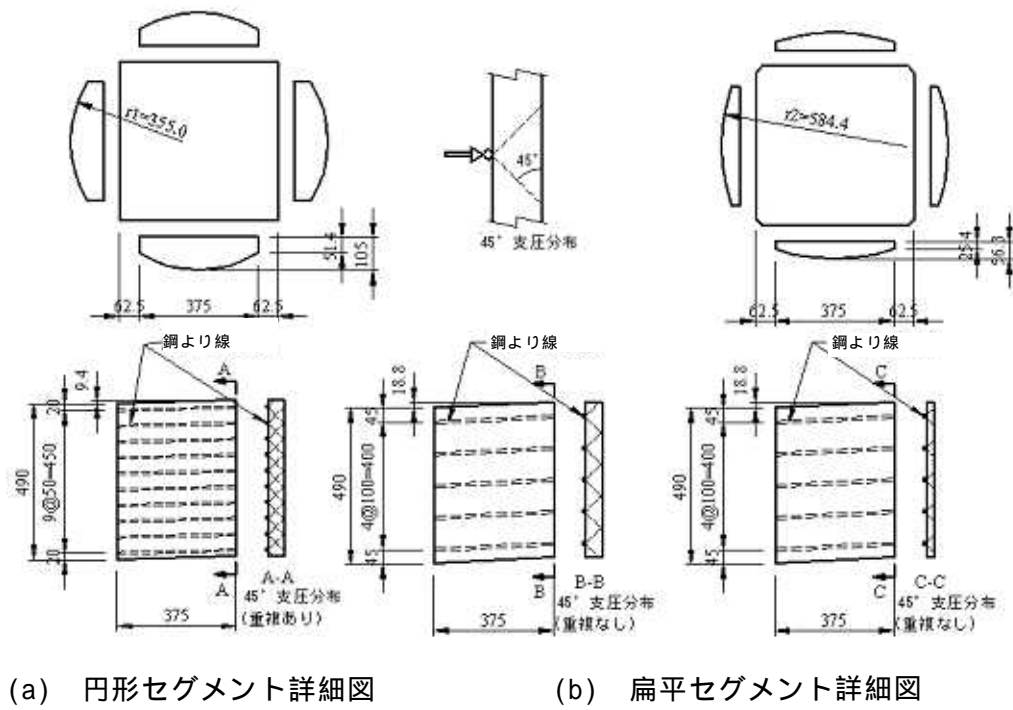


図-3.4 セグメント形状詳細と拘束効果（単位 mm）

図-3.4 より円形セグメントが柱側面を拘束する力 F_1 は、

$$F_1 = 2T \cdot \sin \theta_1 \quad (\text{式 3.1})$$

扁平セグメントが柱側面を拘束する力 F_2 は、

$$F_2 = 2T \cdot \sin \theta_2 \quad (\text{式 3.2})$$

式 3.1 および式 3.2 より

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{\sin \theta_2}{\sin \theta_1} = \frac{n}{r_2} \quad 0.61 \quad (\text{式 3.3})$$

となり、扁平セグメントの拘束効果は、計算上は円形セグメントの 60%程度と推定される。

AP 2 と AP 3 の各セグメント重量は、概ね 39kg、20kg であり扁平セグメントが約 46%軽量となっている。既設 RC 柱（80cm×80cm）に対して同工法による補強を行った場合の扁平セグメント重量は 60kg 程度となることから人力施工が十分可能な重量であると考えられる。

セグメントに用いるコンクリートの設計基準強度は、実施工を念頭にプレキャスト工場における市場性を考慮して 40N/mm² とした。

3.2.2 使用材料

表-3.2 に試験体に用いた材料強度の試験値を示す。

表-3.2 使用材料と試験結果

材 料 名		仕 様	試験体	材料試験結果				備 考	
				降伏強度 N/mm ²	降伏ひずみ μ	弾性係数 10 ⁵ N/mm ²	引張強度 N/mm ²		
軸方向鉄筋		D22 SD295A	N-1,N-2, PL-1,CF-1	376	1950	1.93	540	* は 0.2%耐力 および 0.2%耐力 時の ひずみ	
			SP-4	336	1760	1.96	507		
			AP-1,AP-2	365	1870	1.95	535		
			AP-3,AP-4	356	1933	1.84	531		
帯鉄筋		6 SR235	N-1,PL-1, CF-1	362	1750	2.07	479		
			SP-4	373	1810	2.06	489		
			AP-1,AP-2	336*	3576*	2.13	493		
			AP-3,AP-4	314	1576	2.00	496		
		D13 SD295A	N-2	382	2050	1.86	553		
鋼 板		SS400 t=3.2mm	PL-1	379	1930	1.96	454		
炭素繊維シート		3500 N/mm ² t=0.167mm	CF-1	-	-	2.62	4045		
細径異形PC鋼棒		SBPD 1275/1420 6.4	SP-4	1285*	8540*	1.96	1450		
亜鉛めっき鋼より線		2号(a) 1種A級	6.9	AP 1	1172*	8180*	1.90		1512
			9.6	AP 2	928*	6967*	1.90		1282
				AP-3,AP-4	1003*	7182*	1.90	1353	
材料名	仕 様		試験体	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 10 ⁴ N/mm ²	備 考		
コンクリート	柱設計基準強度 21 N/mm ² 粗骨材の最大寸法13mm		N 1	27.6	2.37	2.72	実験日の材料試験による 引張強度は 割裂引張強度試験による		
			N 2	27.7	2.43	2.72			
			PL 1	27.9	2.62	2.80			
			CF 1	27.2	2.49	-			
			SP 4	29.3	2.55	2.84			
			AP 1	34.3	2.55	2.99			
			AP 2	34.5	2.61	3.03			
			AP 3	30.5	2.66	2.94			
	セグメント設計基準強度 40 N/mm ² 粗骨材の最大寸法20mm		AP 4	28.8	2.82	2.88			
			AP 1	49.2	3.54	3.18			
			AP 2	48.0	3.41	3.15			
			AP 3	48.9	3.49	3.16			
モルタル	無収縮 W/B=37% S/B=1.0		PL 1	43.8	-	-			
	膨張材添加 W/B=37% S/B=1.0		SP 4	65.2	-	2.84			

3.2.3 載荷方法

載荷装置の概要を図-3.5 に示す。載荷方法は、試験体を反力床に PC 鋼棒（ $\phi 32\text{mm}$ ）で固定し、反力壁より油圧ジャッキで正負交番の水平力を加えるものである。また、載荷装置を介して試験体頭部に油圧ジャッキで一定の圧縮軸力（既設 RC 柱の自重による圧縮応力度に相当する 1N/mm^2 ）を加えることのできるものとした。なお、軸力を載荷する油圧ジャッキはスライド支承を有し水平変位を妨げない構造になっている。載荷パターンの例を図-3.6 に示すが、試験体 SP-4、AP-1、2、3、4 の荷重・変位の制御は、以下の手順で行った。

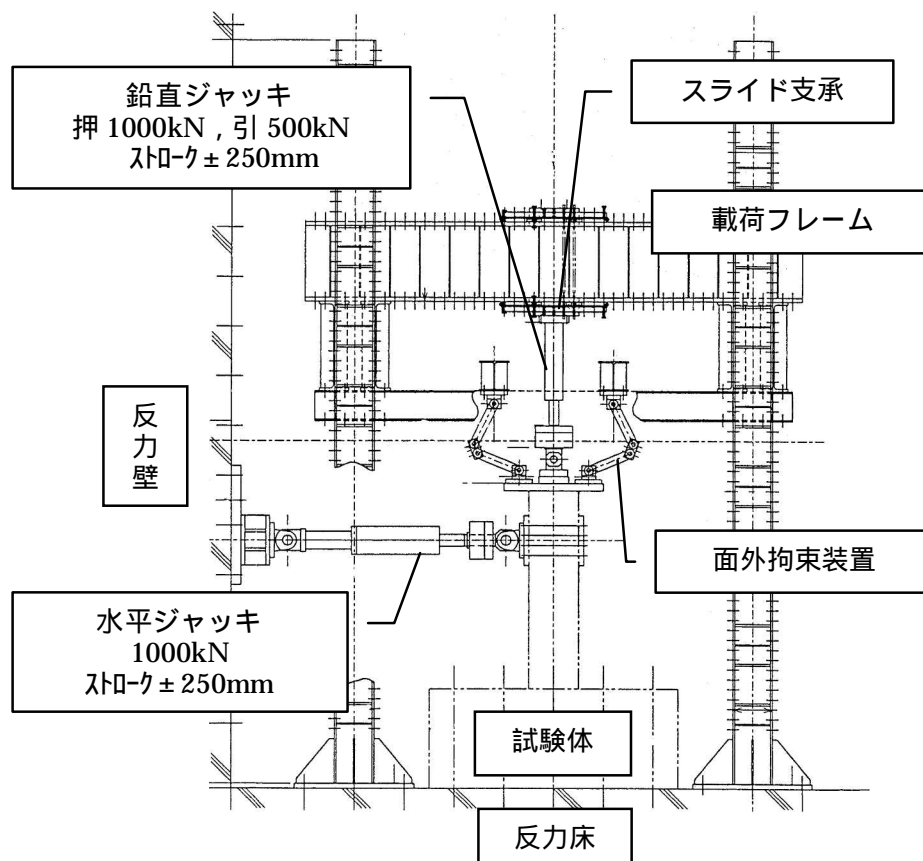


図-3.5 載荷装置

鉛直荷重の載荷：最大鉛直荷重を 10 分割して 25kN ずつ載荷した。降伏変位までの載荷：水平荷重の載荷は水平ジャッキを押し出す方向から開始した。また、正負 1 サイクルの降伏変位までは荷重制御で載荷し、測定は 20kN ごとに行った。なお、降伏の判定は水平ジャッキを押し出す方向の載荷で最外縁の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点とし、この時の変位

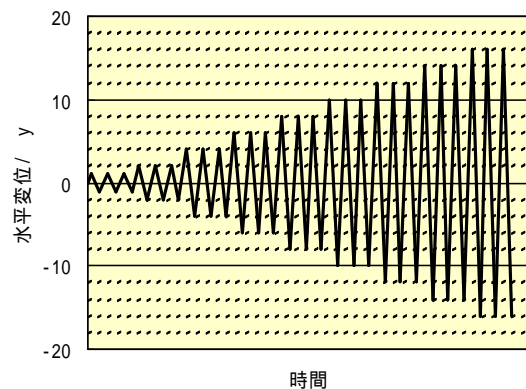


図-3.6 載荷パターン

を y とした． 降伏変位以降の載荷：降伏変位 y の偶数倍の変位を変位制御で各 3 サイクルずつ載荷した．測定は履歴曲線がスムーズに表現できるように測定ピッチを定めた．載荷の終了は荷重 - 変位曲線の包絡線における水平荷重が最大水平荷重の 50% を下回ることを目標とした．ただし，試験体 N 1, N 2, PL 1, CF 1, については，実験で軸方向鉄筋が降伏する時点の変位ではなく予測降伏変位 (y_c) 7.5mm を用いて， y_c の 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10 倍の各 2 サイクルずつとした．これは他の SP シリーズや AP シリーズの試験体と試験時期や試験条件が異なることによるものであり，変形角によるデータ整理をも考慮して予測降伏変位を用いたものである．なお，予測降伏変位は，鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造）⁹⁾ に基づき，材料の規格値を用いて算出した柱下端断面降伏時における載荷点の変位より定めたものである．

表-3.3 計測項目・計測器（AP 3 の例）

3.2.4 計測方法

表-3.3 に計測項目，計測器の例，
図-3.7 に計測器の配置例を示す．

計測項目	計測器	容 量	個数
載荷重	ロードセル	1000kN	2
試験体変位	変位計	300mm	3
		200mm	4
		100mm	10
軸方向鉄筋ひずみ	ひずみゲージ		24
帯鉄筋ひずみ			14
鋼より線ひずみ			12

3.3 実験結果および考察

実験結果の水平載荷荷重および水平変位は，水平ジャッキを押し出す際の荷重・変位を正，鉛直載荷荷重および鉛直変位は，試験体に圧縮荷重を載荷する方向および下方変位を正として整理した．試験体の降伏は，軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点とし，その時点の水平荷重を降伏荷重，水平変位を降伏変位 (y) とした．また，試験体の終局は，水平荷重 - 水平変位曲線の包絡線において水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位を終局変位 (u)，終局変位を降伏変位で除した値をじん性率とした．

3.3.1 試験体の損傷状況

各試験体について降伏付近，終局付近，載荷終了時の損傷状況を図-3.8(1)～図-3.8(7)に示す．なお損傷状況図は試験体 AP 1, 2, 3, 4 については，ひび割れの発生を目視確認できることを示すため，展開図で柱の全面について示すが，その他の試験体は交番載荷方向と直交する柱側面のみについて示した．

a) 試験体 N 1（補強なし，旧基準既設柱）

最初柱下端に曲げひび割れが発生，変形が進むに従って 2.2D（1100mm，D：柱断面高さ）までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ，水平荷重+286kN，水平変位+8.4mm で軸方向鉄筋が降伏した．

さらに，水平変位が大きくなるに従って，部材の対角線方向にせん断ひび割れが進展し，水平変位 3 y_c の 2 回目の荷重サイクルでせん断ひび割れ幅が大きくなりせん断破壊して水平荷重が低下した．

b) 試験体 N 2（耐震設計指針昭和 54 年版準拠）

最初柱下端に曲げひび割れが発生，変形が進むに従って 2.2D（1100mm）までの柱中間部

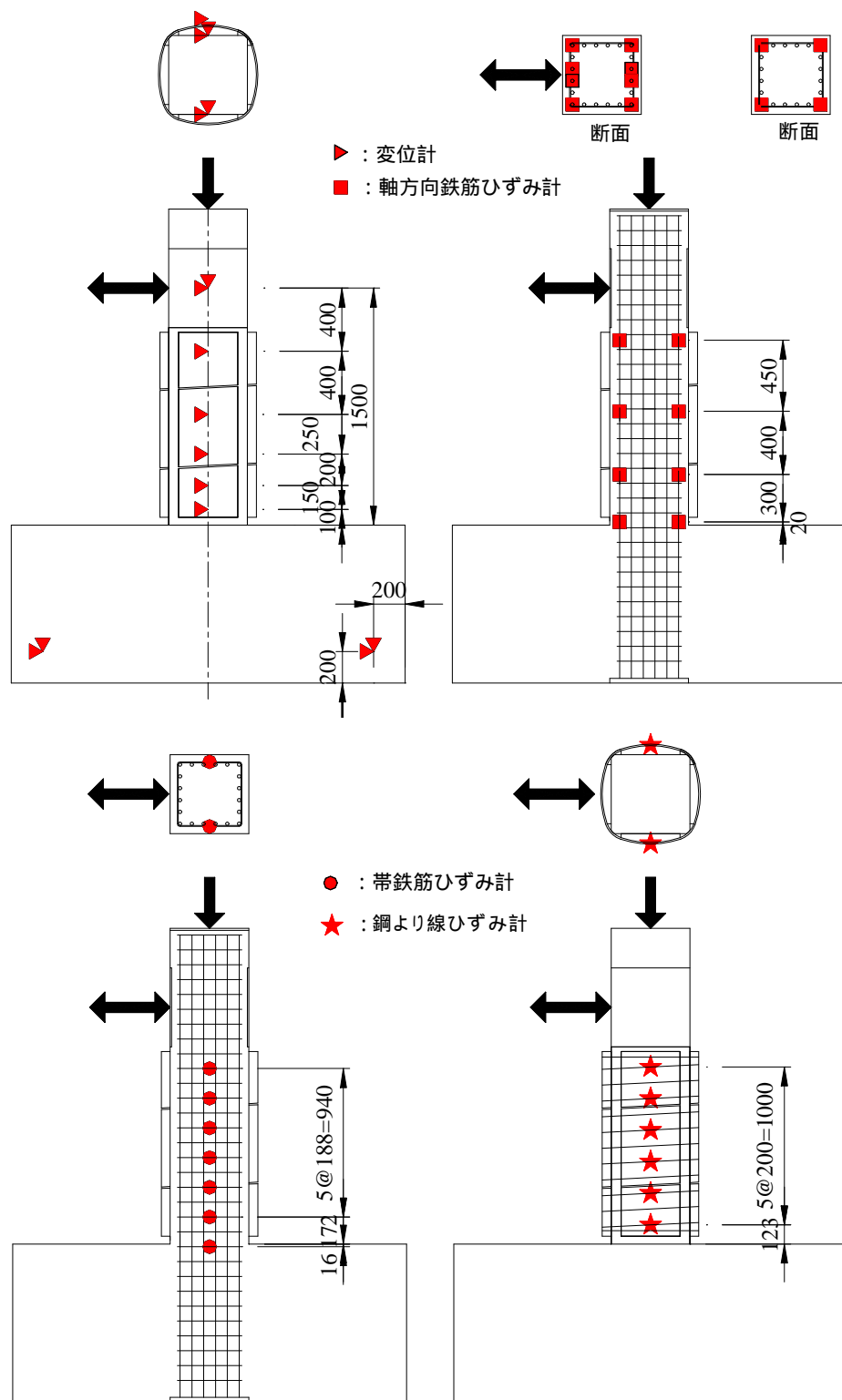
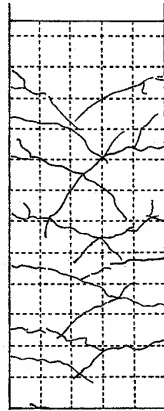
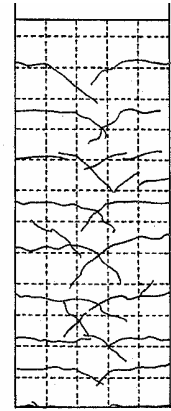


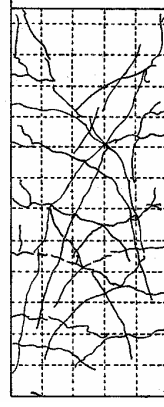
図-3.7 計測器配置例 (AP 3) (単位 mm)



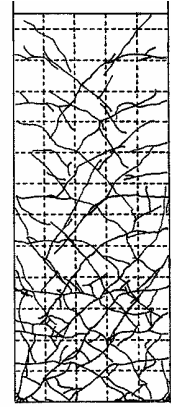
a-1) 降伏付近 変位: 1 yc



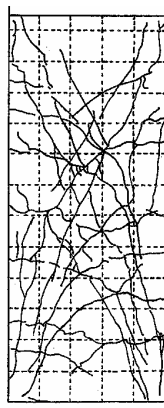
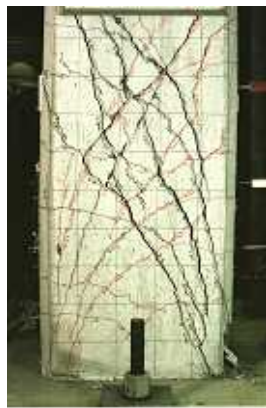
b-1) 降伏付近 変位: 1 yc



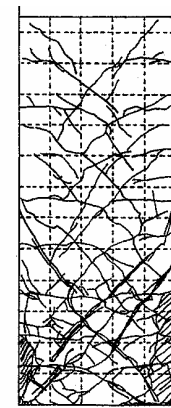
a-2) 終局付近 変位: 2 yc



b-2) 終局付近 変位: 8 yc



a-3) 載荷終了時 変位: 3 yc



b-3) 載荷終了時 変位: 10 yc

(a) N 1 損傷状況

(b) N 2 損傷状況

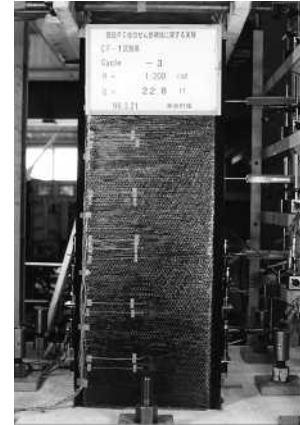
図-3.8(1) 試験体の損傷状況



c-1) 降伏付近
変位: 1 yc



c-3) 載荷終了時
変位: 12 yc



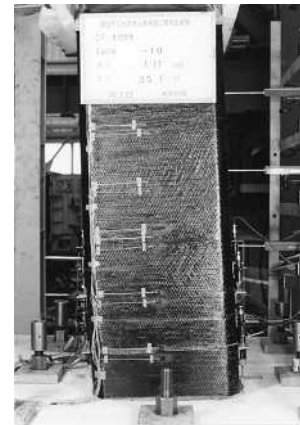
d-1) 降伏付近
変位: 1 yc



c-2) 終局付近
変位: 9 yc



c-4) 鋼板切断撤去後



d-2) 終局付近
変位: 10 yc

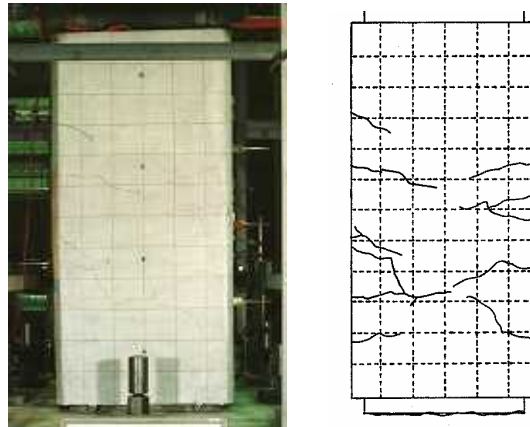
(c) PL 1 損傷状況



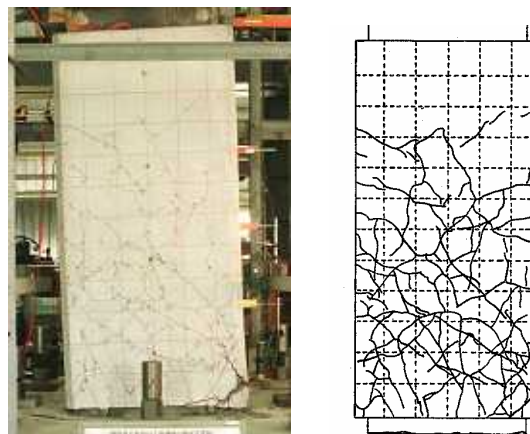
d-3) 載荷終了時
変位: 16 yc

(d) CF 1 損傷状況

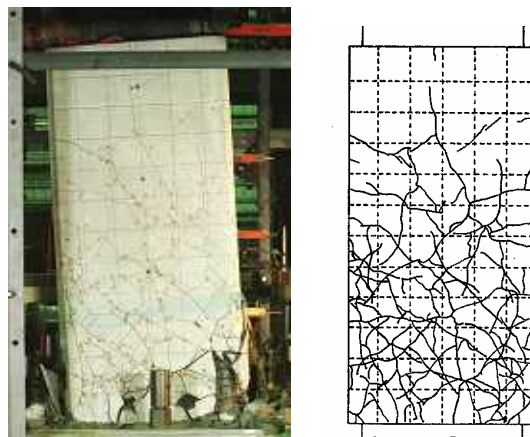
図-3.8(2) 試験体の損傷状況



e-1) 降伏付近 変位：1 mm



e-2) 終局付近 変位：8 mm



e-3) 載荷終了時 変位：14 mm

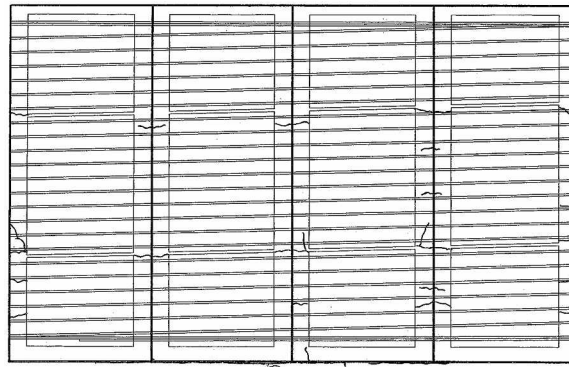
(e) SP-4 損傷状況

図-3.8(3) 試験体の損傷状況

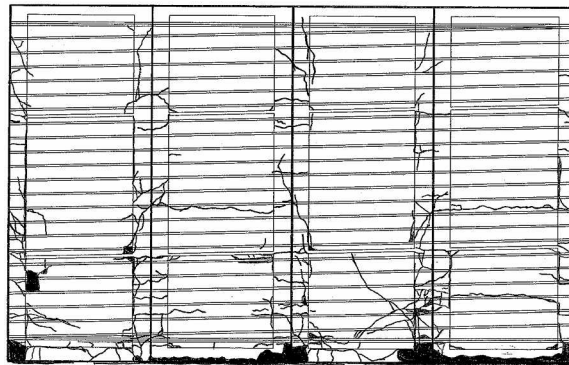
載荷面



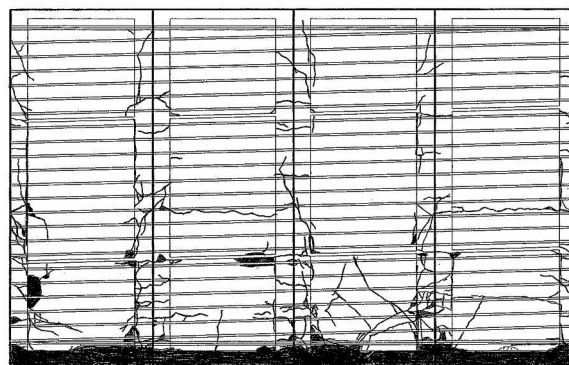
f-1) 降伏付近 変位: 1 y



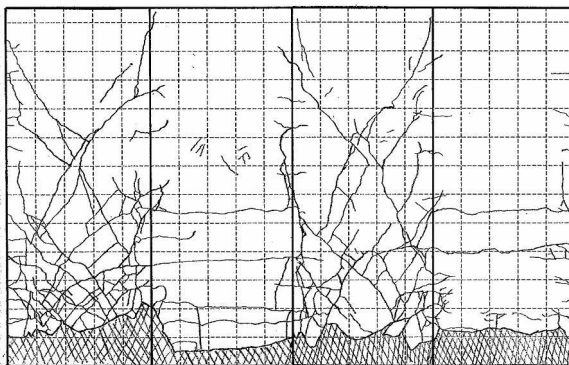
f-2) 終局付近 変位: 14 y



f-3) 載荷終了時 変位: 17 y



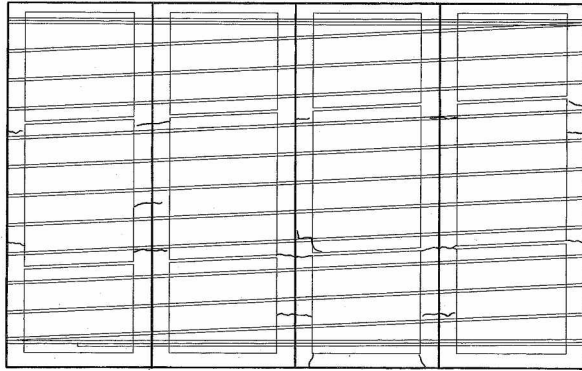
f-4) 円形セグメント撤去後



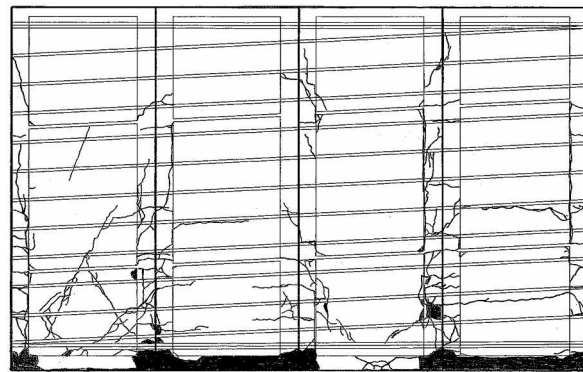
(f) AP 1 損傷状況

図-3.8(4) 試験体の損傷状況

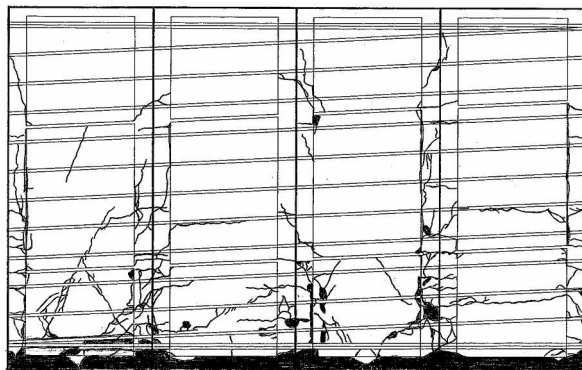
載荷面



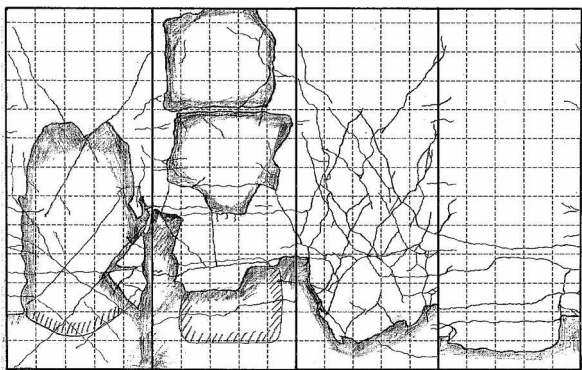
g-1) 降伏付近 変位: 1 y



g-2) 終局付近 変位: 14 y



g-3) 載荷終了時 変位: 16 y

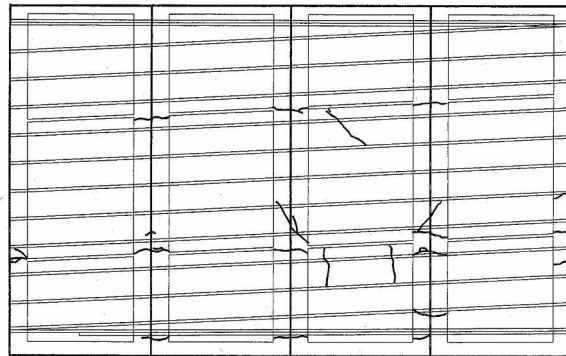


g-4) 円形セグメント撤去後

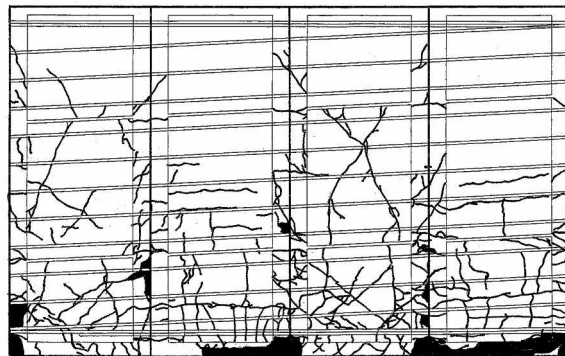
(g) AP 2 損傷状況

図-3.8(5) 試験体の損傷状況

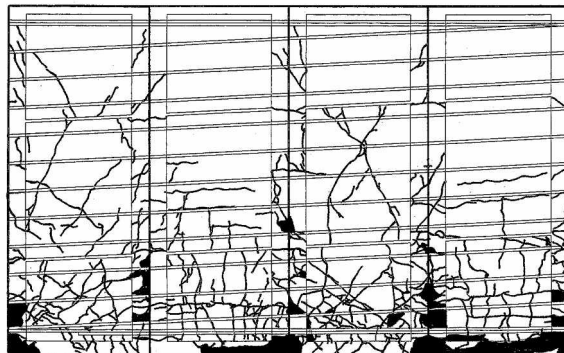
載荷面



h-1) 降伏付近 変位 : 1 y



h-2) 終局付近 変位 : 12 y



h-3) 載荷終了時 変位 : 14 y

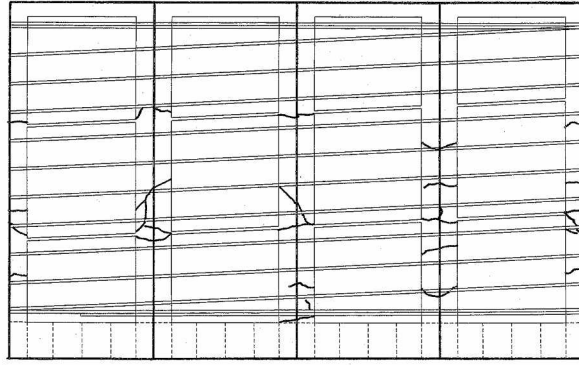


h-4) 扁平セグメント撤去後

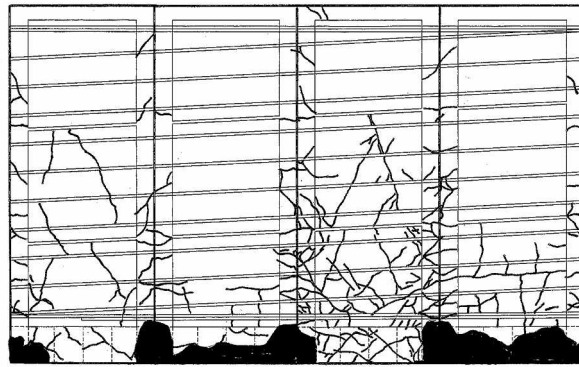
(h) AP 3 損傷状況

図-3.8(6) 試験体の損傷状況

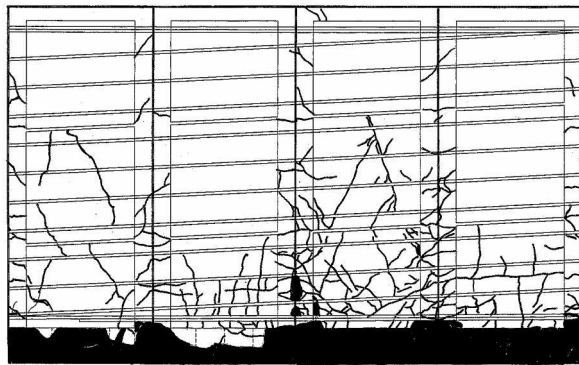
載荷面



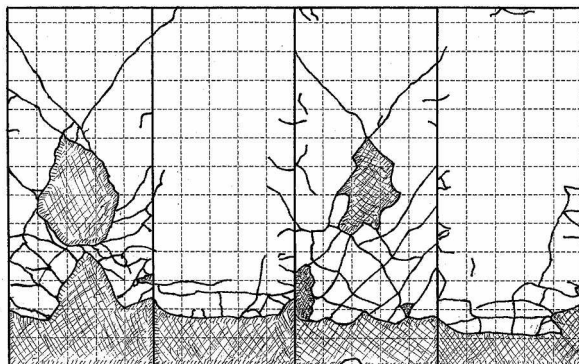
i-1) 降伏付近 変位: 1 y



i-2) 終局付近 変位: 10 y



i-3) 載荷終了時 変位: 12 y



i-4) 扁平セグメント撤去後

(i) AP 4 損傷状況

図-3.8(7) 試験体の損傷状況

にも順次曲げひび割れが生じ、水平荷重+301kN 水平変位+9.0mm で軸方向鉄筋が降伏した。その後水平変位 $8\ y_c$ まで柱下端 $1.2D$ (600mm) 区間の曲げひび割れの進展はあるが、水平荷重が一定の安定した状態が続く。水平変位 $8\ y_c$ 以降は柱下端から約 $0.6D$ (300mm) 区間の圧縮側コンクリートの圧壊(軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出し、剥落)が生じて曲げ破壊した。

c) 試験体 PL 1 (鋼板巻立て補強)

試験時のひび割れ観察は不可能であった。試験体は水平荷重+304kN 水平変位+8.5mm で軸方向鉄筋が降伏し、その後 $10\ y_c$ まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。図-3.8 の写真 c-2) に示す鋼板を切断撤去した状態から推定すると試験体 N 2 とほぼ同様、柱下端の圧縮側コンクリートの圧壊(軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出し、剥落)が生じて曲げ破壊したものと推定される。

d) 試験体 CF 1 (炭素繊維シート巻立て補強)

試験時のひび割れ観察は不可能であった。試験体は水平荷重+289kN 水平変位+9.2mm で軸方向鉄筋が降伏し、その後 $12\ y_c$ まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。その後 N 1 を除く他の試験体は水平荷重が低下して曲げ破壊したのに対し、試験体 CF 1 では水平荷重の低下傾向を見せず、 $16\ y_c$ の引き載荷時に炭素繊維シートがラップ部分から破断し、内部コンクリートが細分化して突然破壊した。これは炭素繊維が脆性材料であって降伏せずに突然破断する性質を持つことと、炭素繊維シートが樹脂でコンクリート表面に完全に接着しているためにひび割れの発生やひび割れ幅の進展が押さえられたためと考えられる。

e) 試験体 SP 4 (スパイラル筋巻立て工法補強)

最初柱下端に曲げひび割れが発生、変形が進むに従って $1.9D$ (950mm) までの吹付けモルタル部にも順次曲げひび割れが生じ、水平荷重+331kN 水平変位+8.3mm で軸方向鉄筋が降伏した。その後 $8\ y$ まで吹付けモルタル部の曲げひび割れの進展はあるが水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。 $8\ y$ からは柱下端から約 $0.8D$ (400mm) 区間の圧縮側コンクリートの圧壊(軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出し、剥落)が生じて曲げ破壊した。

f) 試験体 AP 1 (円形セグメントを用いた補強)

最初柱下端に曲げひび割れが発生、変形が進むに従って $1.9D$ (950mm) までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ、水平荷重+303kN 水平変位+7.5mm で軸方向鉄筋が降伏した。この時点で円形セグメントにはひび割れは見られなかった。その後 $12\ y$ まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。この間に、柱中間部の曲げひび割れの進展および $4\ y$ からは柱中間部の曲げひび割れに伴う円形セグメントの載荷面側には水平方向の曲げひび割れの発生があった。 $12\ y$ 以降は柱下端から $0.34D$ (170mm) 区間の軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の円形セグメントのはらみ出しがあり柱下端から約 $0.3D$ (150mm) 区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。なお、軸方向鉄筋は柱基部において座屈したが破断はしなかった。最下段および中間部の載荷面側の円形セグメント表面では曲げひび割れの進展が生じ、最下段の載荷直角方向面側の円形セグメントにはせん断ひび割れが発生した。

g) 試験体 AP 2 (円形セグメントを用いた補強)

最初柱下端に曲げひび割れが発生，変形が進むに従って 1.8D (900mm) までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ，水平荷重+322kN 水平変位+7.6mm で軸方向鉄筋が降伏した．この時点で円形セグメントには一部微細なひび割れが生じたが顕著なひび割れは見られなかった．その後 12 y まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く．この間に，柱中間部の曲げひび割れの進展および 4 y からは柱中間部の曲げひび割れに伴う円形セグメントの載荷面側には水平方向の曲げひび割れの発生があった．12 y 以降は柱下端から 0.34D (170mm) 区間の軸方向鉄筋の座屈，かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の円形セグメントのはらみ出しがあり，16 y で曲げ破壊した．なお，軸方向鉄筋は柱基部において座屈したが破断はしなかった．最下段および中間部の載荷面側の円形セグメント表面では曲げひび割れの進展が生じ，最下段の載荷直角方向面側の円形セグメントにはせん断ひび割れが発生した．

上記のように，試験体 AP 1 と AP 2 の損傷状況には特筆すべき差異は見られなかった．

また，試験体 AP 1 と AP 2 について，試験終了後，円形セグメントを撤去し，既設 RC 柱に生じていたひび割れ状況を観察した．その状況を図-3.8 の f-4)，g-4) に示す．両試験体においては，特定のせん断ひび割れが進展し破壊に至った試験体 N 1 のような状況は観察されず，試験体 N 2 の最終状況と同様の曲げ破壊のひび割れ状況を示していた．

h) 試験体 AP 3 (扁平セグメントを用いた補強)

最初柱下端に曲げひび割れが発生，変形が進むに従って 1.8D (900mm) までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ，水平荷重+333kN 水平変位+9.3mm で軸方向鉄筋が降伏した．この時点で扁平セグメントには最下段部の載荷直角方向面に微細な縦方向のひび割れ，2 段目の載荷直角方向面に斜めのせん断ひび割れが生じた．その後 10 y まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く．この間に，柱中間部の曲げひび割れの進展および扁平セグメントの上記せん断ひび割れの進展があり，6 y からは扁平セグメント最下段の載荷面側に水平の曲げひび割れの発生があった．10 y 以降は柱下端から 0.34D (170mm) 区間の軸方向鉄筋の座屈，かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の扁平セグメントのはらみ出しが



写真-3.1 セグメント端部の破壊
(AP-3)



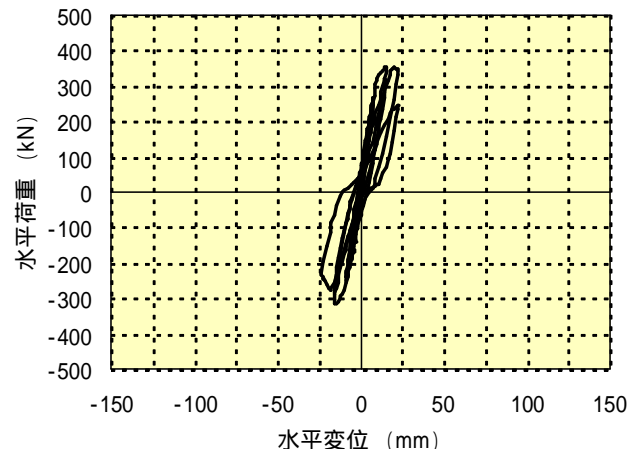
写真-3.2 軸方向鉄筋の座屈
(AP-3 セグメント撤去後)

あり柱下端から約 $0.25D$ (125mm) 区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。扁平セグメントを用いた場合も、円形セグメントを用いた場合と同様に、柱の損傷過程は軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落と続く曲げ破壊であった。しかし、円形セグメントの場合は終局状態においてもセグメントには数本の曲げひび割れがあるのみであるが、扁平セグメントの場合は初期の $2 \sim 4$ y の段階で、セグメントに多数のせん断ひび割れや曲げひび割れが生じる結果となった。試験終了時の 14 y 時には、はらみ出している扁平セグメントに鋼より線が食い込んでいる状態で、セグメント端部において支圧破壊の状況が認められた。

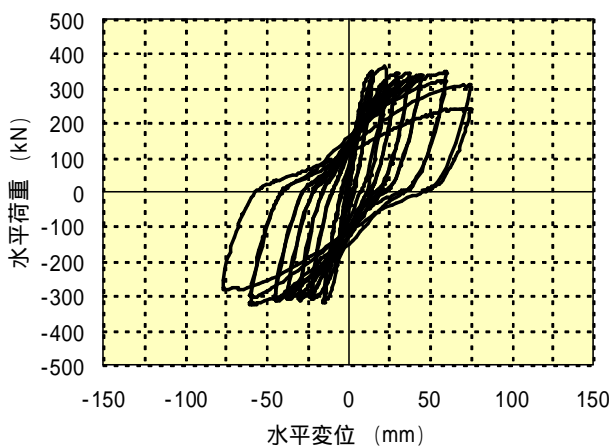
i) 試験体 AP 4

(扁平セグメントを用いた補強)

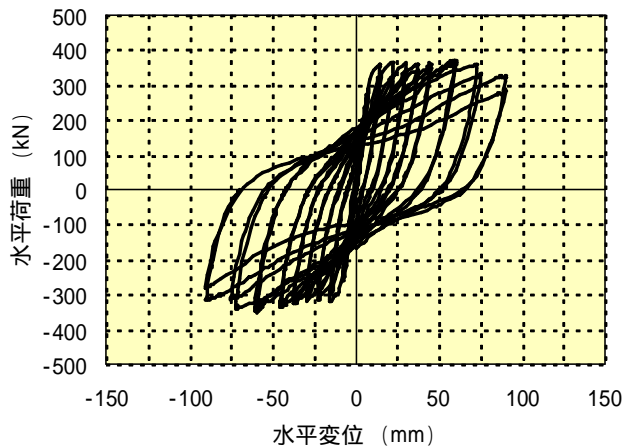
最初柱下端に曲げひび割れが発生、変形が進むに従って $1.8D$ (900mm) までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ、水平荷重 $+326\text{kN}$ 水平変位 $+9.0\text{mm}$ で軸方向鉄筋が



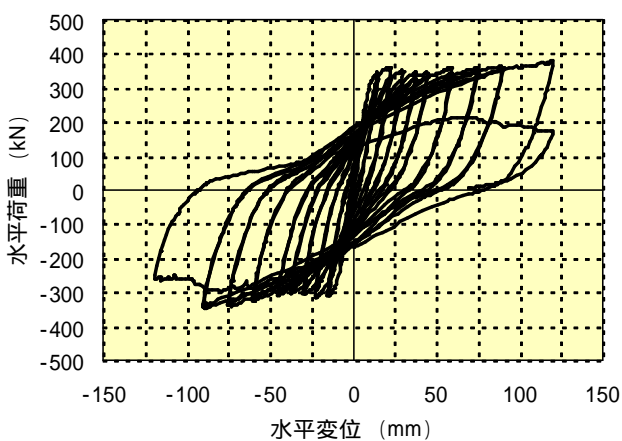
(a) N 1



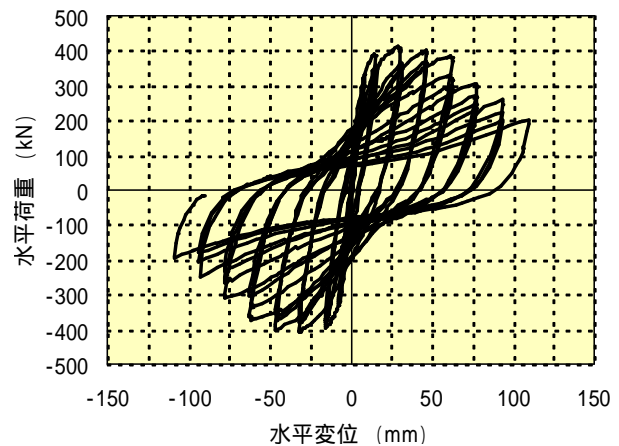
(b) N 2



(c) PL 1



(d) CF 1



(e) SP 4

図-3.9(1) 水平荷重 - 水平変位の履歴曲線

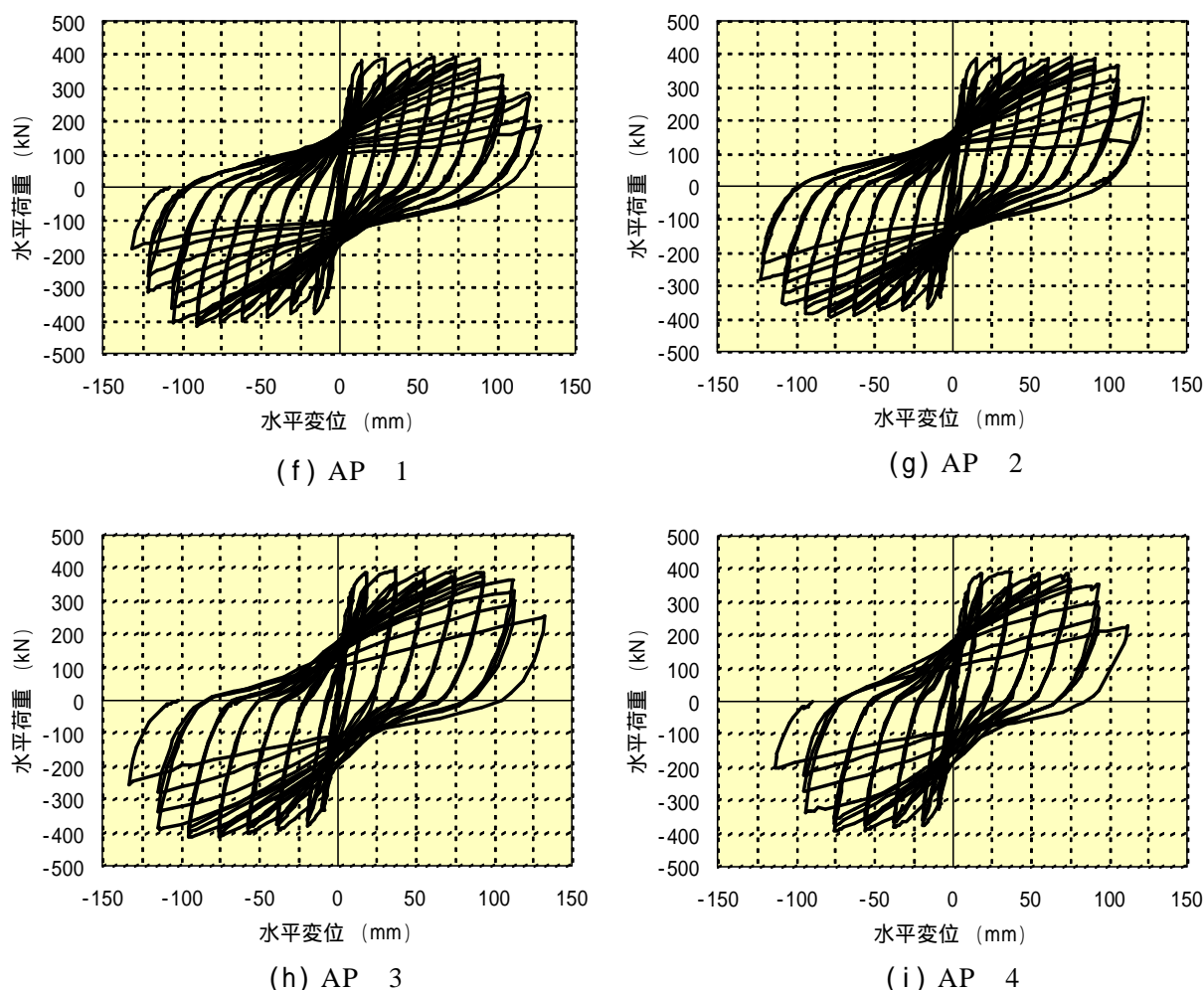


図-3.9(2) 水平荷重 - 水平変位の履歴曲線

降伏した．この時点で扁平セグメントには顕著なひび割れは見られなかった．その後8 yまで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く．この間に，柱中間部の曲げひび割れの進展および2 yからは扁平セグメントの2段目の載荷直角方向面に斜めのせん断ひび割れが生じ，6 yからは扁平セグメント最下段の載荷面側に水平の曲げひび割れの発生があった．8 y以降は柱下端から0.34D（170mm）区間の軸方向鉄筋の座屈，かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の扁平セグメントのはらみ出しが進展し，柱下端から約0.34D（170mm）区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した．

3.3.2 荷重 - 変位の履歴

図-3.9(1)～図-3.9(2)に各試験体の水平荷重 - 水平変位曲線の履歴を示す．なお，水平荷重は，軸力による偏心曲げモーメントの影響を水平荷重に換算・補正した値を用いて荷重 - 変位曲線の整理を行った．

試験体 N 1 は，他の試験体に比べ小さい変位時点でせん断破壊し急速に水平荷重が低下した．その他の試験体はいずれも，降伏後水平荷重がほぼ一定のまま変形が増大し，その水平荷重 - 水平変位関係の履歴形状は吸収エネルギーの大きい安定した形を示した．

せん断補強筋の間隔を変えた試験体 AP 1 と AP 2 の荷重 - 変位性状については，顕著

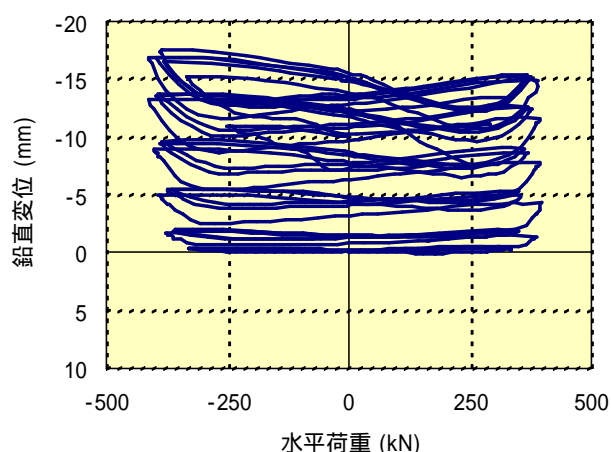
な差は見られず，セグメントと鋼より線で面的に拘束できていれば，十分効果のあることが確認できる．また，セグメント形状の差による拘束効果の影響を検討した試験体 AP 2 と AP 3 の荷重 - 変位性状の結果から，式 3.3 で推定されるような拘束の差であれば，荷重 - 変位性状には大きな影響を与えないと考えられる．柱下端の補強区間の長さを変えた試験体 AP 3 と AP 4 の荷重 - 変位性状については，変形量の小さい領域ではほとんど差がないが，変形量の大きい領域では無補強区間の軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落の有無の差となって荷重 - 変位性状に影響を与えていることがわかる．

試験体 CF 1 を除く曲げ破壊した試験体の水平荷重が顕著に低下する時点 (N 2:8 yc, PL 1:10 yc, SP 4:8 y, AP 1:12 y, AP 2:12 y, AP 3:10 y, AP 4:8 y) は柱下端の軸方向鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートのはらみ出しの時点であり，試験体 SP 4 においては吹付けモルタルの剥離・剥落，試験体 AP 1, 2, 3, 4 においてはセグメントのはらみ出しを伴う時点と一致している．なお，圧縮軸力を載荷した試験体 SP 4, AP 1, 2, 3, 4 のいずれにおいても試験終了まで所定の圧縮荷重を維持することが可能であった．

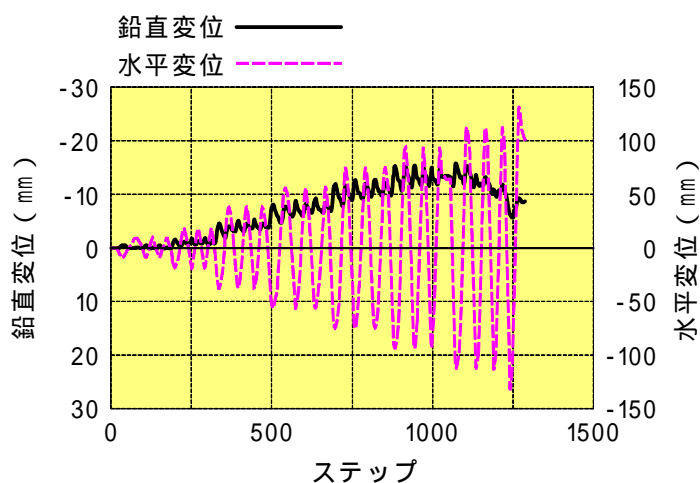
図-3.10 に試験体 AP 3 の鉛直変位と水平荷重の関係および鉛直変位の時系列を示す．図より，鉛直変位は，圧縮軸力が作用しているにもかかわらず，上方に変位することがわかる．これは軸方向鉄筋の引張りひずみの累加とコンクリートの残留ひび割れ発生による体積変化のためと考えられる．また，10 y まで鉛直変位は増加し，その後，鉛直変位量は減少する．この鉛直変位量の増減の変化点は柱下部の円形セグメントのはらみ出し，柱下端かぶりコンクリートの剥落の時点，すなわち水平荷重が低下する時点と一致している．なお，この現象は圧縮軸力を載荷した他の試験体 SP 4, AP 1, 2, 4 についても同様であった．

3.3.3 軸方向鉄筋のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-3.11(1)～図-3.11(2)に示す．図は，縦軸に柱基部からの高さを示し，左側にジャッキ載荷面側の軸方向鉄筋のひ



(a) 鉛直変位-水平荷重



(b) 鉛直，水平変位時系列

図-3.10 鉛直変位 (AP 3)

ずみの分布，右側に載荷面と反対側の軸方向鉄筋のひずみの分布を示すものである．図-3.11(1)および図-3.11(2)より，2 yc でせん断破壊した試験体 N 1 を除き各試験体は変位の増加とともに降伏領域が上方に拡大していく．終局時において 2.4D (1200mm) で軸方向鉄筋が降伏した試験体 N 2 を除いて，いずれも降伏域は概ね柱基部から 0.6D (300mm) よりも大きく 1.4D (700mm) よりも小さい範囲となっている．

試験体 SP 4 についてはフーチング部の軸方向鉄筋のひずみ分布も計測した．これによれば，柱基部より少なくとも 500mm (軸方向鉄筋径の約 23 倍) 下方までの軸方向鉄筋が引抜きに対する定着長として十分に機能していることがわかる．

なお，水平ジャッキを引き戻す方向に載荷した時の軸方向鉄筋のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した．

3.3.4 帯鉄筋，鋼板，鋼より線のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の帯鉄筋のひずみ分布を図-3.12(1)～図-3.12(3)に示す．図-3.12(1)～図-3.12(2)は，縦軸に柱基部からの高さを示し横軸にひずみの値を示したものである．試験体 PL 1 については鋼板のひずみ，試験体 CF 1 については炭素繊維シートのひずみ，試験体 SP 4 については細径異形 PC 鋼棒のひずみ，試験体 AP 1, 2, 3, 4 については鋼より線のひずみを帯鉄筋ひずみの右側に示した．

a) 試験体 N 1 (補強なし，旧基準既設柱)

帯鉄筋は 1 yc で最大約 700 μ のひずみが生じている．この値は他の補強されている試験体に比べ大きい値となっているが，これは他の試験体に比較してせん断補強鋼材量が少ないためである．2 yc では柱基部から 1.8D (920mm) の帯鉄筋が降伏し，3 yc では柱基部から 1.5D (740mm) の帯鉄筋も降伏している．なお，試験体は 3 yc = 22.5mm の 2 サイクル目でせん断破壊している．

b) 試験体 N 2 (耐震設計指針昭和 54 年版準拠)

水平変位の増大に伴って，帯鉄筋のひずみは徐々に増大し，10 yc では柱基部から 0.7D (360mm) の帯鉄筋が降伏している．

c) 試験体 PL 1 (鋼板巻立て補強)

帯鉄筋のひずみは，2 yc 以降の増加が見られない．一方，鋼板のひずみは，柱基部から 1.5D (740mm) より上では試験体の変位が増加しても，増加しないが，柱基部から 1.1D (550mm) まででは僅かではあるが増加している．最終的に，帯鉄筋のひずみは最大約 1000 μ 程度であり，鋼板のひずみは最大 600 μ 程度と他の試験体に比べ小さな値であった．これは鋼板の鋼材量が多く，帯鉄筋比で示すと 1.28%と試験体 N 2 の約 2 倍の補強筋量となることによるものと考えられる．

d) 試験体 CF 1 (炭素繊維シート巻立て補強)

5 yc までは炭素繊維シートと帯鉄筋のひずみはほぼ同様な値を示している．その後 6 yc で柱基部より 0.7D (360mm) の帯鉄筋が降伏し，同時に同位置の炭素繊維シートのひずみが増加していく．なお，炭素繊維シートは最終段階で破断した．

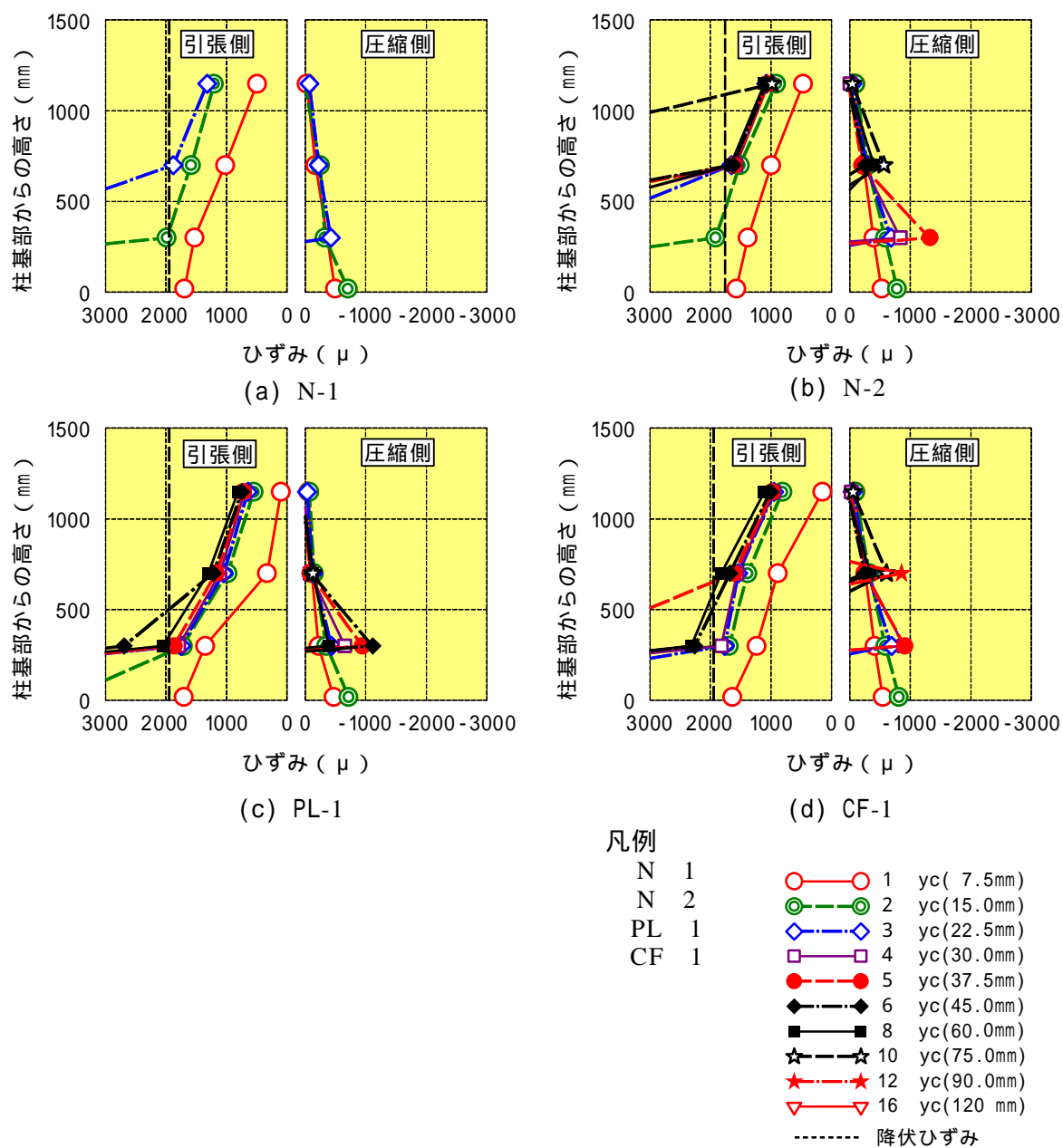
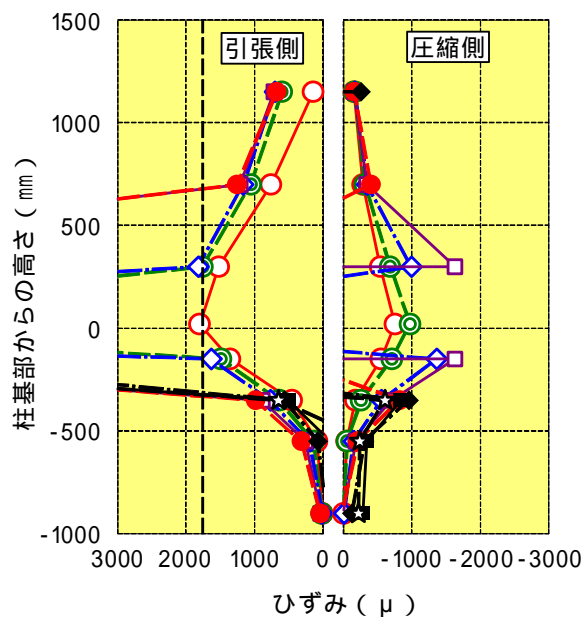
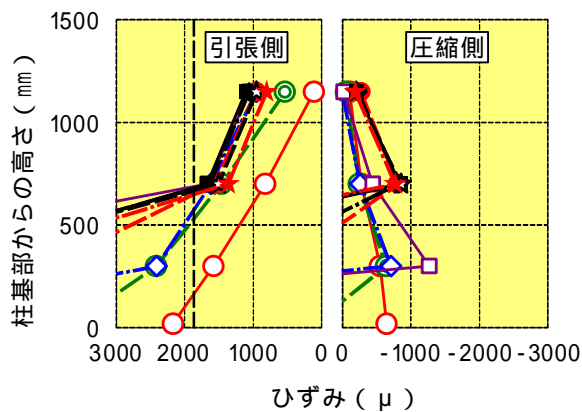


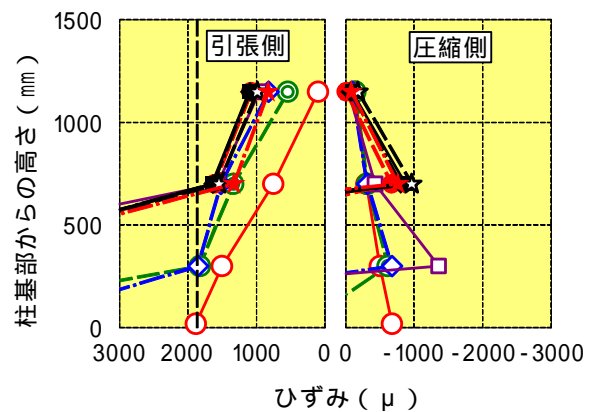
図-3.11(1) 軸方向鉄筋のひずみ分布



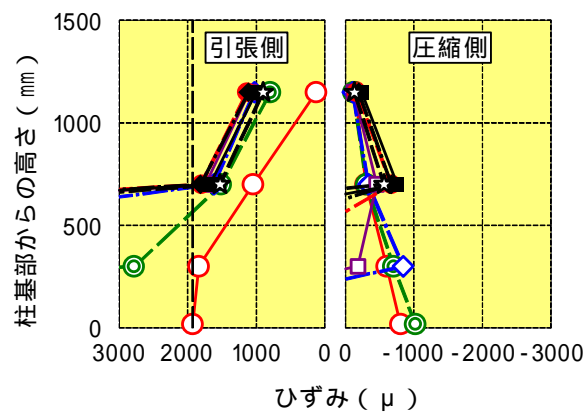
(e) SP-4



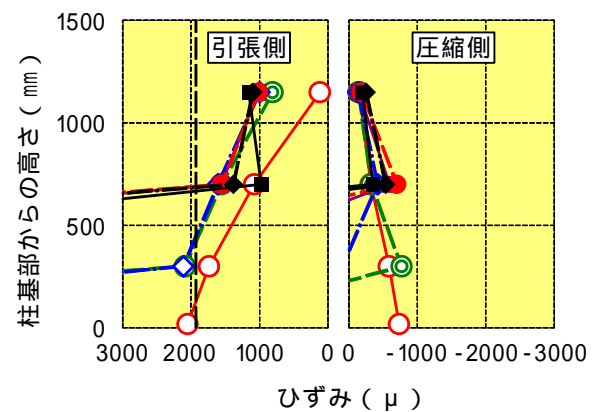
(f) AP-1



(g) AP-2



(h) AP-3



(i) AP-4

図-3.11(2) 軸方向鉄筋のひずみ分布

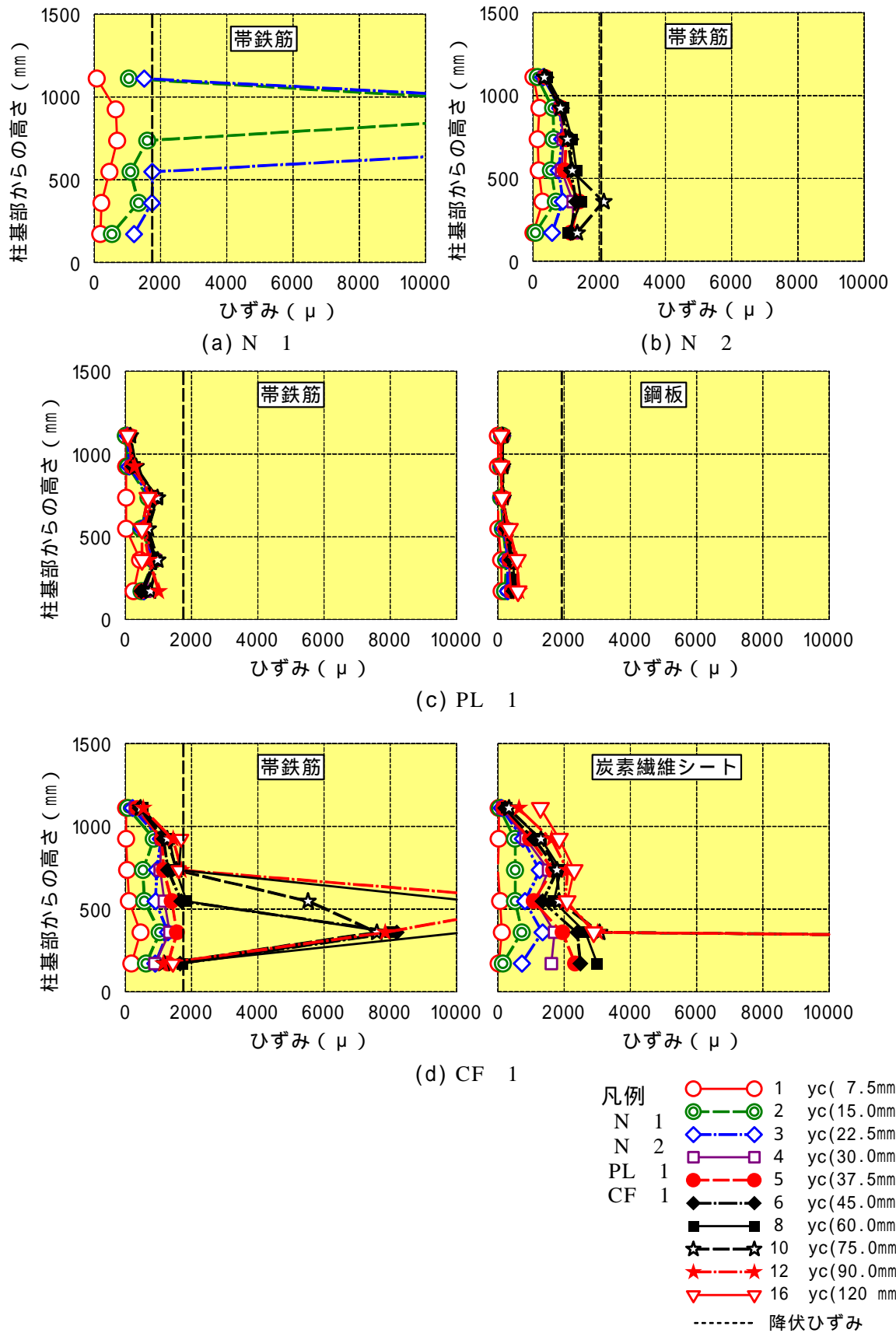
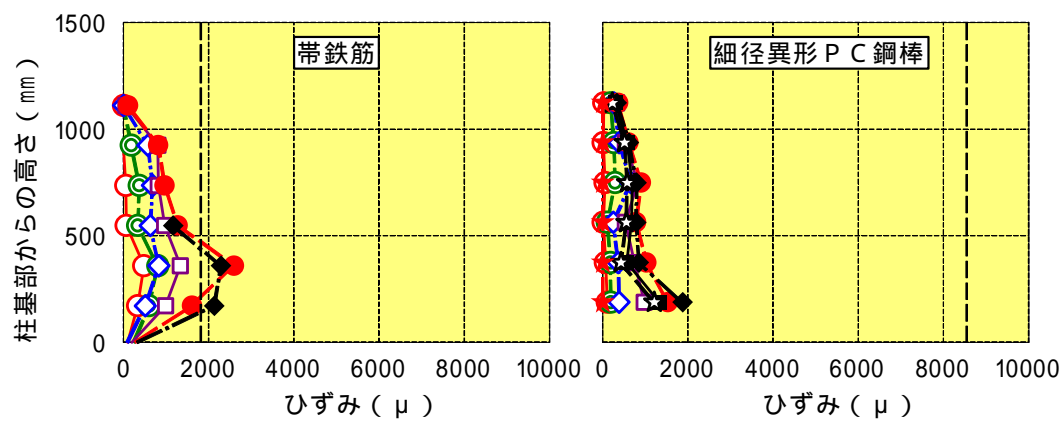
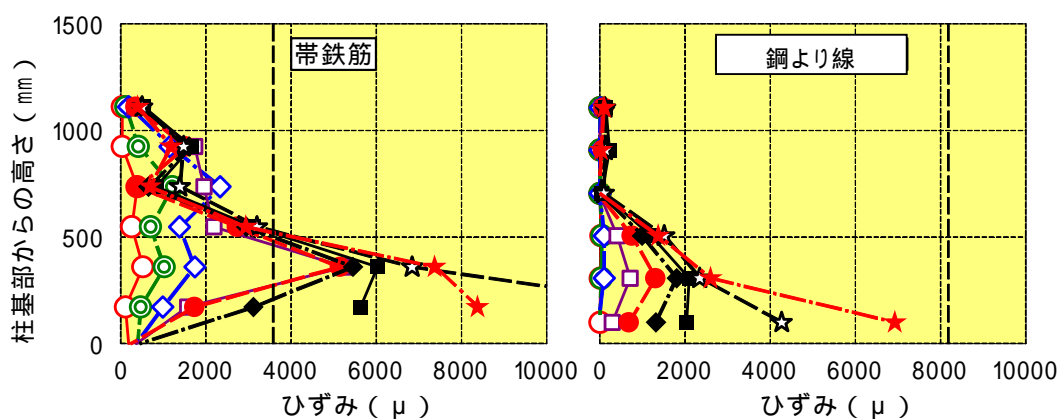


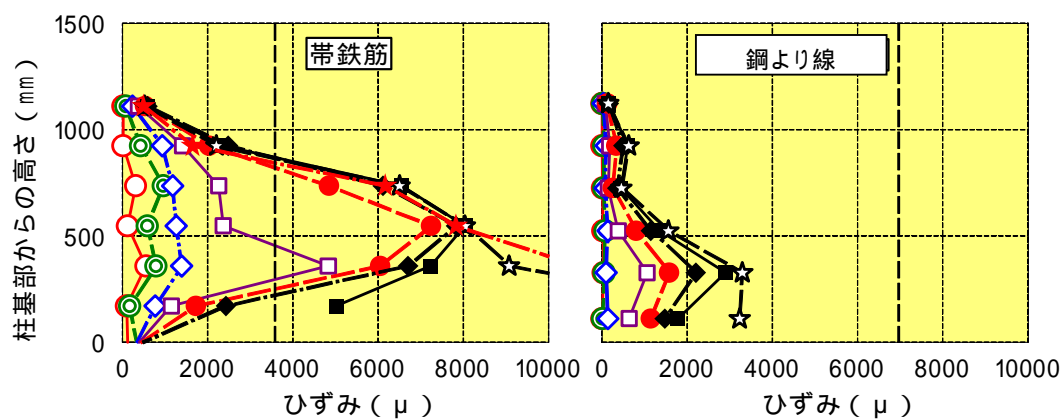
図-3.12(1) せん断補強材のひずみ分布



(e) SP 4



(f) AP 1



(g) AP 2

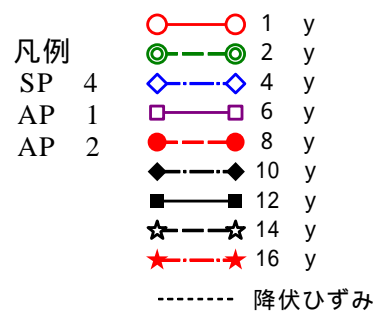
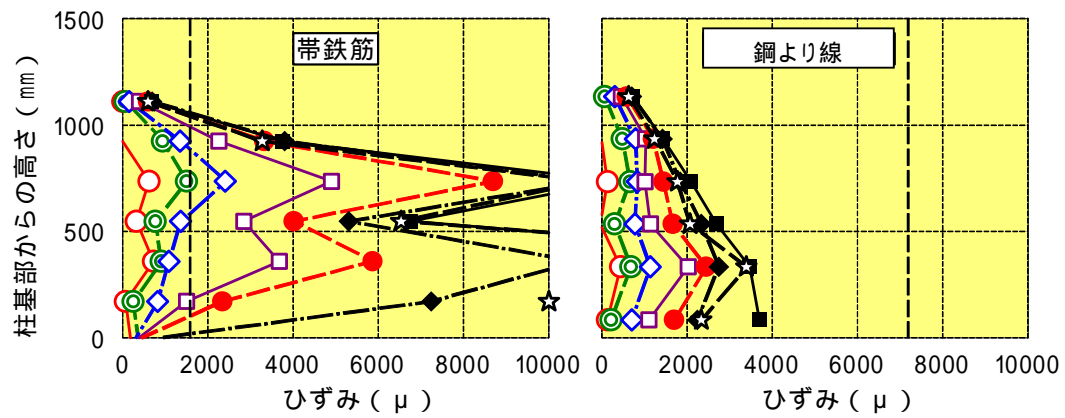
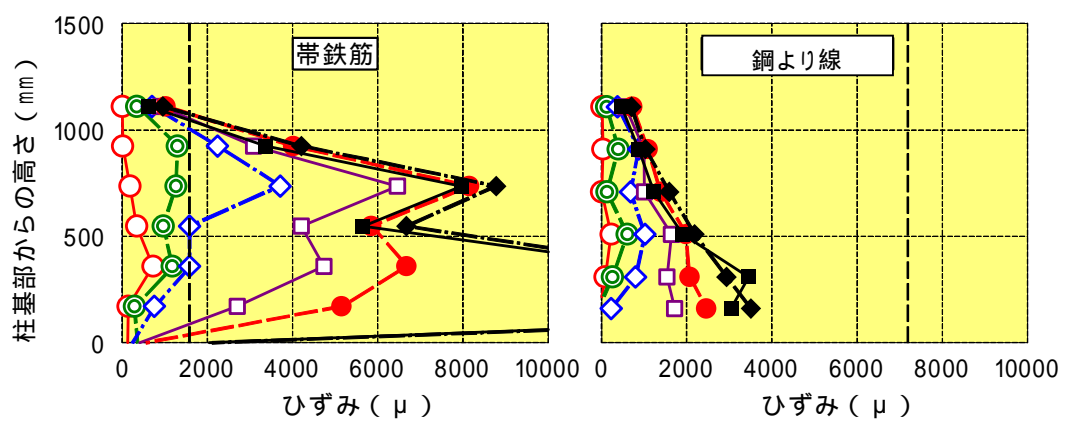


図-3.12(2) セン断補強材のひずみ分布



(h) AP 3



(i) AP 4

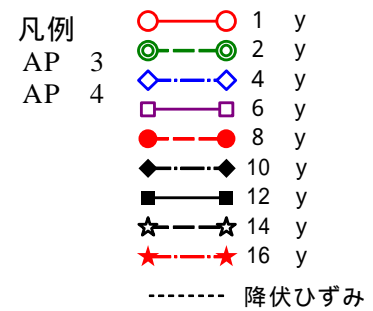


図-3.12(3) セン断補強材のひずみ分布

e) 試験体 SP 4 (スパイラル筋巻立て工法補強)

柱基部より $0.7D$ (360mm) の位置の帯鉄筋が 8 y で降伏した。また、柱基部より $0.4D$ (190mm) の位置の細径異形 PC 鋼棒のひずみ増加が 6 y 以降に顕著である。すなわち、当初は帯鉄筋が主にせん断破壊に抵抗し、帯鉄筋が降伏すると細径異形 PC 鋼棒が主にせん断破壊に抵抗するようになるものと考えられる。

f) 試験体 AP 1 (円形セグメントを用いた補強)

柱基部より $1.1D$ (550mm) までの帯鉄筋が 6 y で降伏した。柱基部から 500mm と 700mm の位置における帯鉄筋のひずみは、 6 y 以降において荷重の増加に対し変動する挙動を示しているが、これは当該付近における帯鉄筋の降伏によりひずみゲージが損傷を受けたものと考えられる。また、柱基部より $1.0D$ (500mm) の位置の鋼より線のひずみ増加が 6 y 以降に顕著である。すなわち、当初は帯鉄筋が主にせん断破壊に抵抗し、帯鉄筋が降伏すると鋼より線が主にせん断破壊に抵抗するようになるものと考えられる。

g) 試験体 AP 2 (円形セグメントを用いた補強)

柱基部より $0.7D \sim 1.5D$ ($360 \sim 740\text{mm}$) までの帯鉄筋が 6 y で降伏した。その後帯鉄筋の降伏領域は上下に広がり 16 y では柱基部より $1.8D$ (920mm) までの帯鉄筋が降伏した。鋼より線については、柱基部より $1.1D$ (530mm) までのひずみ増加が 6 y 以降に顕著である。試験体 AP 2 の柱基部の帯鉄筋が降伏に至るひずみ分布およびその後の鋼より線のひずみ増加は、試験体 AP 1 と同様の傾向を示した。これらのひずみ分布は他の試験体と比較して、試験体上部にまで広範囲にわたって拡大しており、円形セグメントや鋼より線による外部からの拘束効果が塑性ヒンジ長の増大に寄与した結果であると考えられる。なお、柱基部から $0.2D$ (100mm) の位置の鋼より線の最終ひずみが試験体 AP 1 より AP 2 のほうが小さいのは、鋼より線の端部の余巻きの関係で、AP 2 のほうが最下端部に多くの鋼材量が配置されていることが一因と考えられる。

h) 試験体 AP 3 (扁平セグメントを用いた補強)

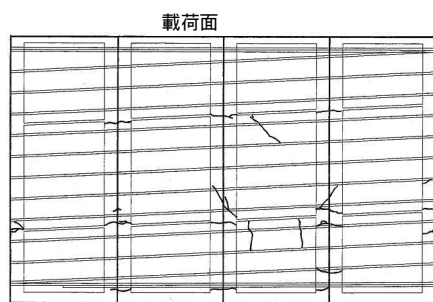
柱基部より $1.5D$ (740mm) の帯鉄筋が 4 y で降伏し、柱基部より $0.7D \sim 1.8D$ ($360 \sim 920\text{mm}$) までの帯鉄筋が 6 y で降伏した。鋼より線については、AP 2 では 4 y までひずみの増加が認められないが、AP 3 では当初よりひずみが増加していることがわかる。すなわち、試験体 AP 2 と異なり、当初より鋼より線もせん断破壊に抵抗していると考えられる。

i) 試験体 AP 4 (扁平セグメントを用いた補強)

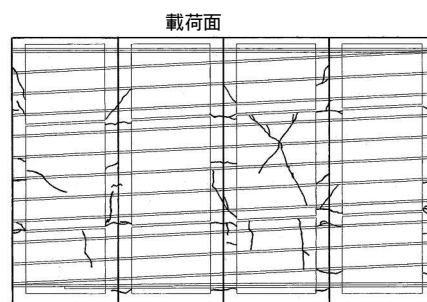
帯鉄筋、鋼より線とも試験体 AP 3 とほぼ同様の挙動を示している。試験体 AP 3, 4 において鋼より線のひずみが、試験体 AP 1, 2 よりも早い時点で大きくなるのは、前章に示したように扁平セグメントの拘束効果が円形セグメントの拘束効果よりも小さいことに起因しているものと考えられる。

3.3.5 本工法のひび割れ視認性

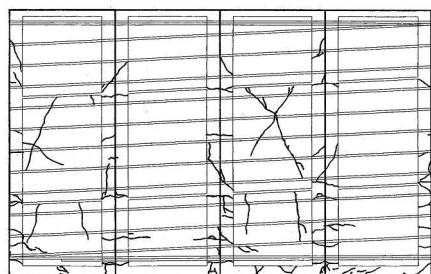
ここでは本工法の特徴の一つであるひび割れ視認性について、実用化を念頭においた試験体 AP 3 を例に詳述する。



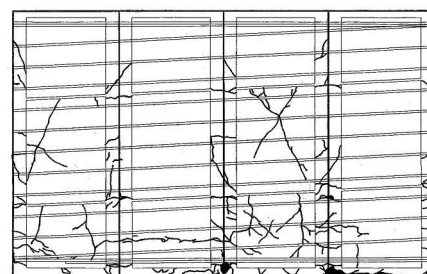
(a) 変位 : 1 y



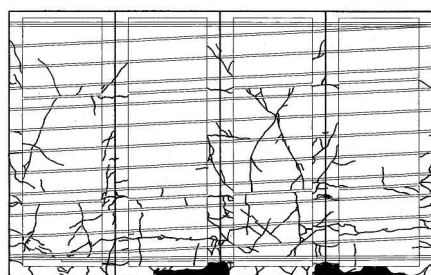
(b) 変位 : 2 y



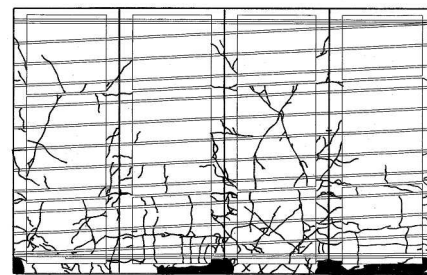
(c) 変位 : 4 y



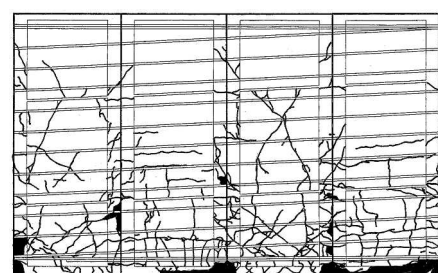
(d) 変位 : 6 y



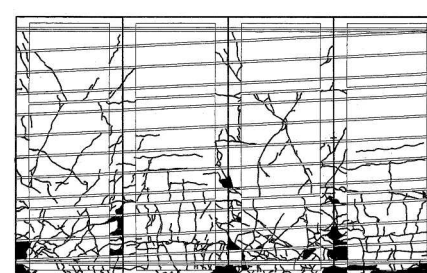
(e) 変位 : 8 y



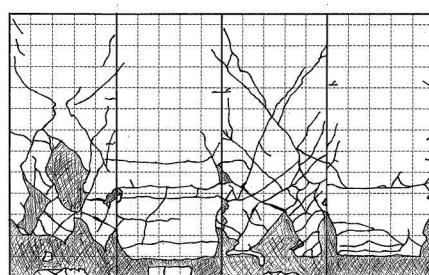
(f) 変位 : 10 y



(g) 変位 : 12 y



(h) 変位 : 14 y



(i) 扁平セグメント撤去後

図-3.13 ひび割れ発生状況 (AP 3)

図-3.13 は、試験体 AP 3 における 1 y から 14 y までの柱 4 面のひび割れ展開図である。

柱の隅角部のコンクリート表面のひび割れについて 1 y までに曲げひび割れが発生し、4 y において載荷直角方向面で斜め下方へ向かうひび割れとなっていることが観察できる。この曲げひび割れおよび斜めひび割れは 4 y 以降多数発生していることがわかる。また、柱上部の載荷直角方向面には 2 y において斜めひび割れの発生が観察できる。これは、発生当初から斜め下方に向かって進展していることから、曲げひび割れが進展したものではなく、せん断ひび割れであることがわかる。このひび割れは以降も本数が著しく増えることはなかった。扁平セグメント表面のひび割れについては、1 y において載荷直角方向面 2 段目のセグメントに斜めひび割れが発生する。これは柱上部に発生したせん断ひび割れの延長上にあることから柱のせん断ひび割れを反映したものと考えられる。このひび割れは 2 y で交差する X 字状のひび割れとなる。4 y において載荷方向面の最下段セグメントに水平な曲げひび割れの発生が観察できる。載荷直角方向面の最下段セグメントには 6 y において柱の曲げひび割れの進展に伴うと考えられる斜めひび割れの発生が観察できる。これらは変形が進むに従い、交差する斜めひび割れの発生を伴いながら、終局状態の 14 y まで徐々に進展していくことが観察できた。

さらに、前述の図-3.8 および図-3.13 に示す扁平セグメント撤去前後におけるひび割れ状況の比較により、柱の隅角部やセグメント表面に生じているひび割れは、概ね既設 RC 柱に生じているひび割れの状況を表しているものと考えることができる。

なお、最下段および 2 段目の扁平セグメントには縦方向のひび割れが観察できるが、これは 1 y で載荷直角方向面に、6 y で載荷面側に見られるものである。

載荷直角方向面の扁平セグメントに生じた縦方向のひび割れは、柱の載荷直角方向面に生じている斜めせん断ひび割れに伴うもので、セグメント表面に縦方向のひび割れとなって発生したものと考えられる。これに対して、載荷面側の扁平セグメントに生じた縦方向のひび割れは、降伏後の軸方向鉄筋やかぶりコンクリートのはらみ出しが押出し力となって扁平セグメントの内側から作用した結果生じたものと考えられる。

以上のことから、本工法では、柱の隅角部や扁平セグメント表面に生じたひび割れ状況を目視観察することで、既設 RC 柱に生じているひび割れの有無や程度の概況を把握できることが明らかとなった。

3.3.6 変形性能

表-3.4 に試験結果一覧および降伏荷重・最大荷重とこれらに対応する変位の計算値を示す。計算値は鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造）¹⁰⁾および鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹²⁾（以下「耐震設計標準」と記す）に準拠し、材料定数に表-3.2 の値を用いて算定した。試験体 N 1, N 2, PL 1, CF 1 の降伏荷重、最大荷重と試験体 SP 4, AP 1, 2, 3, 4 の降伏荷重、最大荷重に差が認められるが、使用したコンクリートの圧縮強度や弾性係数、圧縮軸力の有無の差などによるものと考えられる。

表-3.4 耐震補強試験結果と計算値

試験体		N-1	N-2	PL-1	CF-1	SP-4	AP-1	AP-2	AP-3	AP-4
実験値	降伏荷重 P_y (kN)	286	301	304	289	331	303	322	333	326
	降伏変位 y (mm)	8.4	9.0	8.5	9.2	8.3	7.5	7.6	9.3	9.0
	最大荷重 P_{mu} (kN)		335	359	378	378	384	384	388	387
	最大荷重変位 μ (mm)		48.9	60.0	120	62.1	89.5	91.9	93.3	74.2
	終局変位 u (mm)	23	75	90	120	71	115	113	118	95
	じん性率 u / y	2.7	8.3	10.6	13.0	8.6	15.4	14.8	12.7	10.6
計算値	せん断耐力 $V_{ydc} (kN)$	274	683	1198	1289	825	809	688	717	713
	耐力比 V_{ydc} / P_{mucal}	0.75	1.87	3.27	3.53	2.29	2.07	1.76	1.90	1.90
	降伏荷重 $P_{ycal} (kN)$	285	285	286	285	282	308	308	298	296
	降伏変位 $y_{cal} (mm)$	7.2	7.2	7.2	7.3	6.4	6.8	6.8	6.6	6.7
	最大荷重 $P_{mucal} (kN)$	365	366	366	365	360	390	390	378	376
	最大荷重変位 $\mu_{cal} (mm)$		46.8	70.9	51.8	69.2	50.7	45.1	45.7	38.5
	終局変位 $u_{cal} (mm)$		75.7	99.8	80.7	97.8	78.5	72.9	73.7	66.5
	じん性率 u_{cal} / y_{cal}		10.5	13.9	11.1	15.3	11.5	10.7	11.2	9.9
P_y / P_{ycal}		1.00	1.06	1.06	1.01	1.17	0.98	1.05	1.12	1.10
P_{mu} / P_{mucal}			0.92	0.98	1.04	1.05	0.98	0.98	1.03	1.03

実験値は荷重正の値で算定

降伏荷重：最外縁主鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の水平荷重

降伏変位：降伏荷重時の水平変位

最大荷重変位：繰返し荷重により耐力低下が顕著にならない最大変位

最大荷重：最大荷重変位時の荷重

終局変位：水平荷重 - 水平変位曲線の包絡線において、水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位

じん性率：終局変位を降伏変位で除した値

なお、吹付けモルタルやコンクリート製セグメント自体が強度や変形に与える影響は、それぞれの設計施工指針^{4) 5) 6)}に基づき計算上無視して行った。

降伏荷重や最大荷重は、吹付けモルタルや補強用鋼材による補強を行っていない柱基部において決定されること、せん断耐力に与えるセグメント等のコンクリート断面積の増加分は既設柱断面に比較して数%程度であることから、計算上無視することの影響は小さいと考えられる。また、降伏変位については、降伏状態においては補強した部分のコンクリートにひび割れが発生し、かつセグメント等も軸方向に分割されており、端部はフーチングに定着されていないことから、補強したセグメント等は無視することが降伏変位に与える影響は小さい。また、終局変位においては、柱基部に生じたヒンジ部の回転による変位と柱基部の鉄筋の拔出しによる変位が全変位の大半を占める。したがって、補強したセグメント等は無視することが終局変位に与える影響は小さいと考えられる。

試験体 N-1, N-2, PL-1, CF-1 と試験体 SP-4, AP-1, 2, 3, 4 では交番載荷試験方法について、軸方向圧縮応力度が $0N/mm^2$ と $1N/mm^2$ であること、変位制御の値が使用材料の規格値を用いて計算した予測降伏変位 ($y_c = 7.5mm$) の整数倍と実験において軸方向鉄筋が降伏する時点の降伏変位 ($y = 8.4 \sim 9.2mm$) の偶数倍であること、および各載荷ステップにおける繰返し回数が 2 回ずつと 3 回ずつであることの相違がある。町田らの研究⁹⁾によれば、軸方向圧縮応力度が $0N/mm^2$ と $1N/mm^2$ 程度の差であることや載荷繰返し回数が 2 回ずつと 3 回ずつであることの相違がじん性率に与える影響は小さいことが明らかとなっているので、それぞれの実験結果を用いて各試験体のじん性率を比較した。

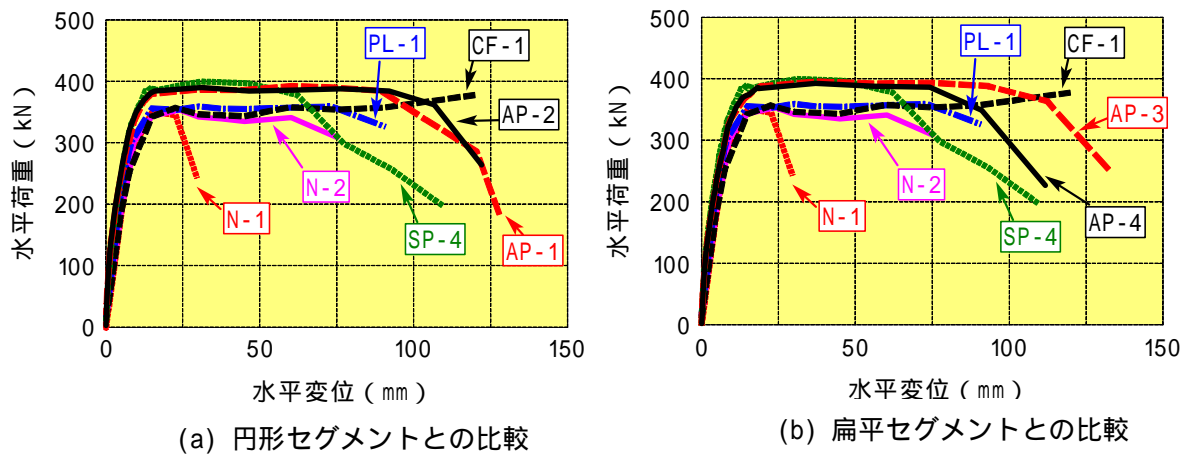


図-3.14 荷重 - 変位曲線の包絡線

図-3.14 に荷重 - 変位曲線の包絡線を示す。

表-3.4 および図-3.14 より、試験体 N 1 (補強なし、旧基準既設柱) はせん断破壊しているが、耐震補強した試験体はいずれも、軸方向鉄筋が降伏した後も水平荷重を維持する安定した変形性能を示している。特に、試験体 AP 1, 2, 3, 4 は他の補強工法と同等もしくはそれ以上の変形性能を有しており、試験体 AP 1, 2, 3 では変形性能にほとんど違いの見られないことがわかる。また、下部に無補強区間 (0.25D) を設けた AP 4 の変形性能は、鋼板巻立て工法と同等であるが AP 3 と比較して若干劣っていることがわかる。

図-3.15 に変形性能に関する計算値と実験値の比較を示す。

降伏荷重、降伏変位、最大荷重の計算値は、図-3.15(a), (b), (c) に示すように実験値とよく対応している。しかし、最大荷重変位と終局変位は、図-3.15(d), (e) に示すように、試験体 N 2, PL 1, SP 4 の計算値と実験値がほぼ対応しているのに対し、試験体 AP 1, 2, 3, 4 と CF 1 については計算値より実験値の変位が大きくなっている。

これは耐震設計標準による変位の評価式が、帯鉄筋などを用いた一般的な拘束条件下のものであり、最大荷重以降において帯鉄筋や鋼板が、軸方向鉄筋の座屈の影響による局部曲げに抵抗しきれずに終局に至るのに対し、本工法では軸方向鉄筋の変形に応じた拘束効果が鋼より線の円周方向引張力としてセグメントを介して軸方向鉄筋や内部コンクリートに伝達され、鉄筋の座屈防止や内部コンクリートの強度増加および軟化領域の拡大に有効に寄与しているためと考えられる。したがって、この効果を評価式に反映すればより精度のよい変形量算定式が得られるものと考えられる。

なお、試験体 CF 1 の炭素繊維シート巻立て補強については炭素繊維シートの脆性的な破壊性状の影響から、耐震設計標準を用いた変形性能の評価対象外とした。

3.3.7 変形性能の評価

表-3.4 および図-3.15(d), (e) より試験体 AP 1, 2, 3, 4 における最大荷重点に対応す

る変位（損傷レベル 2 限界点の変位）の計算値と実験値との差は，終局荷重点に対応する変位（損傷レベル 3 限界点の変位）の計算値と実験値との差に概ね等しいことから，最大荷重点の変位を適切に評価することで終局荷重点の変位も適切に評価することができると考えられる．

耐震設計標準および渡邊らの研究¹³⁾に基づき本工法の変形性能を評価することを試みた．耐震設計標準では最大荷重点に対応する変位（損傷レベル 2 限界点の変位） δ_m の算定式を，躯体変形による変位 δ_{m0} とフーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 δ_{m1} との和として定式化し，躯体変形による変位 δ_{m0} を塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} と塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} との和として算出することとしている．

すなわち，最大荷重点に対応する変位（損傷レベル 2 限界点の変位）は，

$$\delta_m = \delta_{m0} + \delta_{m1} = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (\text{式 3.4})$$

このうち，フーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 δ_{m1} および塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} については，本工法の試験体 AP 1, 2, 3, 4 と従来工法による試験体 N 2, PL 1 で基本的に変わることはない．また，柱側面に取付けられたコンクリート製セグメントは，部材軸方向に 490mm の長さで分割されていることから，セグメントの剛性が全体変位に与える影響は小さい．したがって，本工法の試験体 AP 1, 2, 3, 4 の変形性能の増加は塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} の差によるものとみなし，塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} に着目して変形性能の評価を行うこととした．

耐震設計標準では，一連の RC 柱の実験結果に基づき，最大荷重点（損傷レベル 2 限界点）に対応する躯体変位の

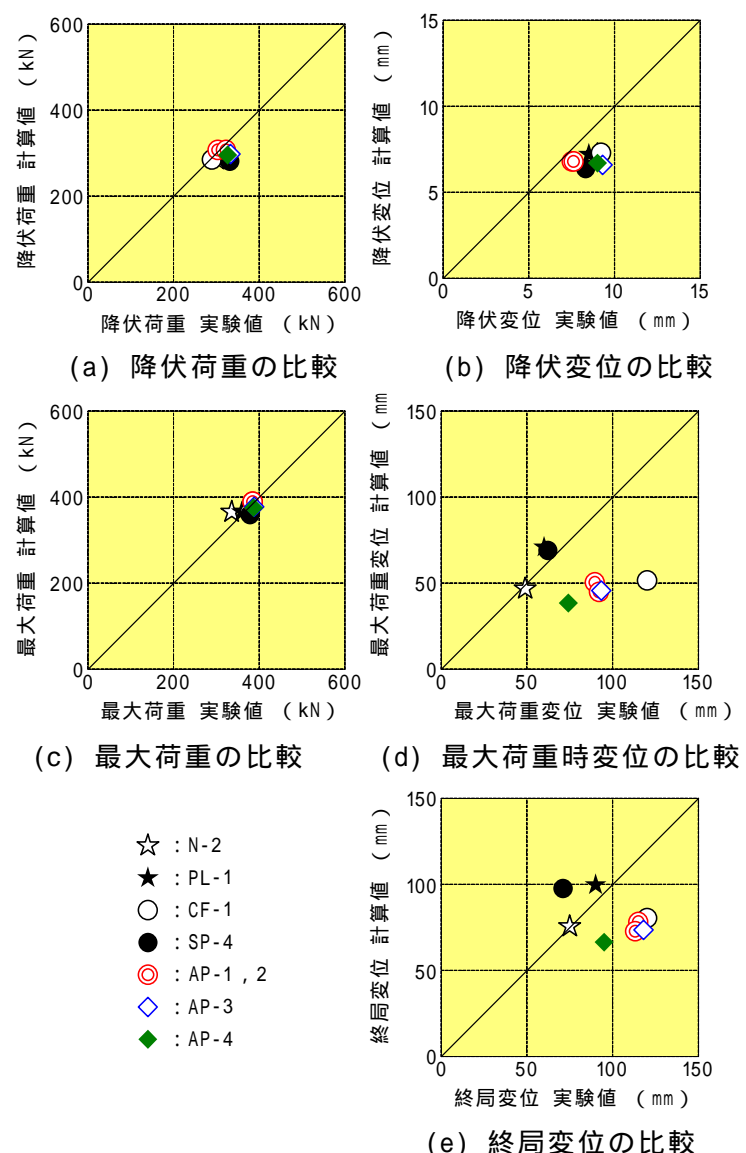


図-3.15 計算値と実験値の比較

うち，塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} を帯鉄筋比 p_w の関数として与えている．

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (\text{式 3.5})$$

ここに， L_a ：せん断スパン

L_p ：等価塑性ヒンジ長

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a$$

d ：断面の有効高さ

θ_{pm} ：塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pm} = 0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \quad (\text{式 3.6})$$

$$\text{ただし， } \theta_{pm} \leq 0.04 \quad (\text{式 3.7})$$

k_{w0} ：帯鉄筋強度を考慮する係数

$$k_{w0} = f_{wy} / 390$$

f_{wy} ：帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

p_w ：帯鉄筋比

図-3.16(a)は試験体 AP 1, 2, 3, 4 の横拘束筋比と塑性ヒンジ回転角の関係を示したものである．図-3.16(a)において，式 3.6を実線で示しているが，本工法の特徴である拘束効果の増加による変形性能の増加を評価するために式 3.6を補正することを試みた．

既往の研究^{14), 15), 16)}でも，他の要因が一定の場合，帯鉄筋比が大きくなればじん性率はほぼ線形的に増加することが明らかとなっていることから，既設 RC 柱の帯鉄筋と鋼より線が一体として横拘束筋として機能していると考え，本工法においても塑性ヒンジ回転角を横拘束筋比の関数として次式で算定することとした．

$$\theta_{pm} = 0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{ws} \cdot p_s) + 0.013 + \alpha \quad (\text{式 3.8})$$

$$\text{ただし， } \theta_{pm} \leq 0.07 \quad (\text{式 3.9})$$

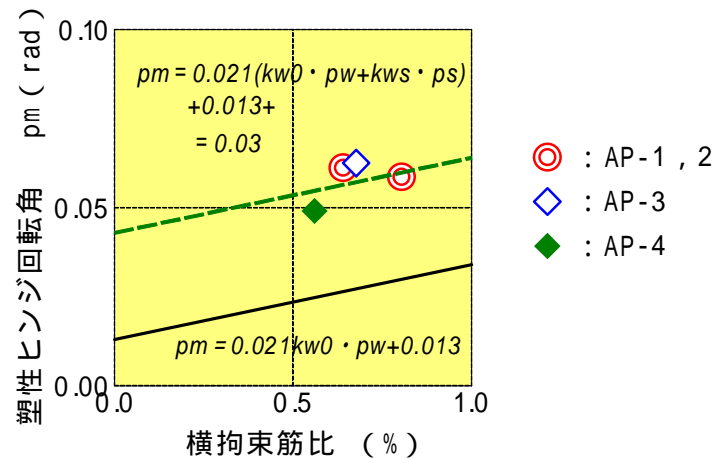
ここに， k_{ws} ：鋼より線強度を考慮する係数

$$k_{ws} = f_{sy} / 390$$

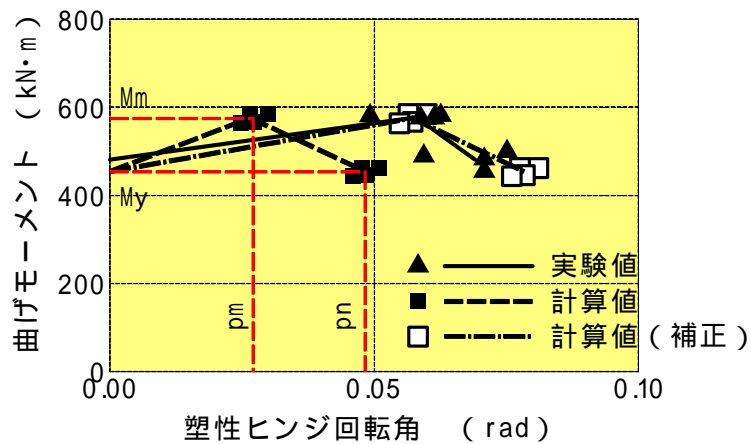
f_{sy} ：鋼より線の引張降伏強度 (N/mm²)

p_s ：鋼より線比 (せん断補強筋比)

渡邊らの研究¹²⁾による式 3.6 は，既往の文献による実験結果に対しても損傷レベルの限界点を精度よく算定できており十分な適用性が確認されているが，いずれの実験結果も柱部材の軸方向鉄筋の座屈や破断あるいは帯鉄筋のフック解除などで終局状態に達したものである．



(a) 横拘束筋比と塑性ヒンジ回転角



(b) モデル化した曲げモーメントと塑性ヒンジ回転角

図-3.16 塑性ヒンジ回転角の評価

これに対しセグメントと鋼より線を用いた本補強方法では、軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落などの面外変形が生じようとしても、これに対応した鋼より線の円周方向引張力がセグメントを介して内部コンクリートや軸方向鉄筋に伝達され、強く拘束されることとなる。

式 3.8 において α は、鋼より線の円周方向引張力がセグメントを介して面的に既設 RC 柱を拘束するために塑性ヒンジの変形性能が向上する効果を回転角に考慮したもので、図-3.16(a)より $\alpha = 0.03$ とすることができる。ここでは、既設 RC 柱の帯鉄筋と補強材としての鋼より線が全体として式 3.6 の $k_{w0} \cdot p_w$ として挙動するものと考え、式 3.9 に示すように、塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} は耐震設計標準に式 3.7 で示される上限値に 0.03 を加えた 0.07 を上限値とした。なお、試験体 AP-4 の横拘束筋比は、柱下端 0.25 D の範囲が無補強であることから、塑性ヒンジ区間に配置された鋼より線量の平均値を用いて横拘束筋比とした。

図-3.16(b)にモデル化した曲げモーメントと塑性ヒンジ回転角との関係を示す。図-3.16(b)において破線は耐震設計標準による試験体 AP 1, 2, 3, 4 の計算値の平均値を示す。一点鎖線は式 3.8 により補正した塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} を用いた同試験体の計算値の平均値であるが、実線で示す同試験体の実験値の平均値とよく一致している。

図-3.17 は、最大荷重時の変位および終局変位について、実験値と式 3.8 により補正した計算値を対比したものである。両者は概ね一致している。

図-3.16 および図-3.17 においては、円形セグメントを用いた試験体 AP 1, 2 と扁平セグメントを用いた試験体 AP 3, 4 との拘束効果の差は顕著ではないといえることができる。

本工法により補強された柱の変形性能は、耐震設計標準を準用するとともに、最大荷重点に対応する躯体変位のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} の算定に、鋼より線とセグメントによる外部拘束効果を見込んだ式 3.8 および式 3.9 を用いることで、適切に評価することが可能であることが確認できた。

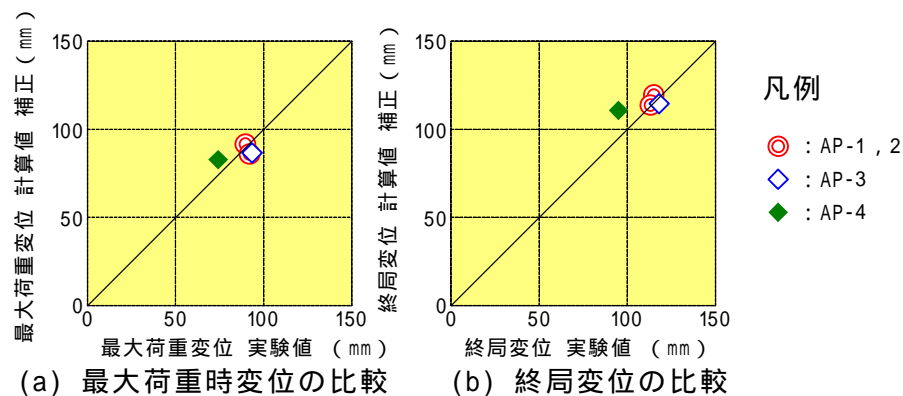


図-3.17 最大荷重時変位と終局変位

3.4 コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する解析概要

3.4.1 解析モデル

解析対象とした試験体は、表-3.1 に示した試験体 AP-2 である。解析においては表-3.2 に示した物性値を使用した。

解析コードは DIANA を用いて、非線形有限要素解析による数値解析により検討した。

DIANA は、TNO (オランダ応用科学研究機関) により開発された建設分野向けの汎用有限要素法解析ソフトウェアである。コンクリートのひび割れモデルやひずみ軟化を考慮できる弾塑性モデルなどのコンクリート力学モデルが組み込まれており、コンクリート計算力学の分野で実績のあるコードである。

図-3.18 に解析モデルを示す。柱およびフーチングのコンクリートはソリッド要素、軸方向鉄筋はトラス要素、帯鉄筋は埋込み鉄筋要素、鋼より線ははり要素を用いてモデル化を行った。なお、本工法において鋼より線は連続した状態で円形セグメント外周に螺旋状に設置するものであるが、鋼より線を独立したリング状としてモデル化しても、セグメントを介して柱コンクリートを拘束しており、鋼より線の横拘束効果には大きな差は生じないと考え、本解析においてはモデル作成の容易性を考慮して独立したリング状モデルとした。境界条件は、フーチング底面を固定とした。

非線形性は、材料非線形のみ考慮し、幾何学的非線形は考慮していない。

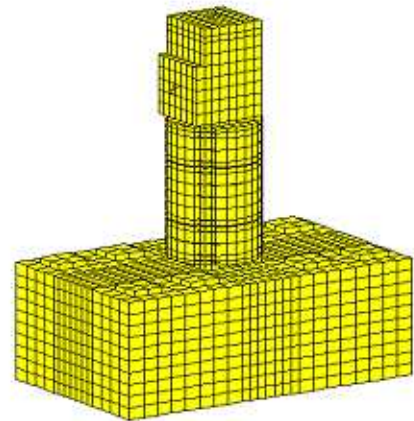


図-3.18 解析モデル

3.4.2 構成モデルおよび材料特性

(1) コンクリート

コンクリートは全ひずみに基づく構成則モデルで回転ひび割れモデルを用いた。回転ひび割れモデルの概念図を図-3.19

に示す。回転ひび割れモデルは、ひび割れ発生後のひび割れ面におけるせん断力の伝達を評価することの困難さの問題を解決するため、最大主ひずみ方向に直交する方向に常にひび割れを回転させるようにしたモデルで、ひび割れ面におけるせん断力の伝達を考慮しなくて済むという長所がある。

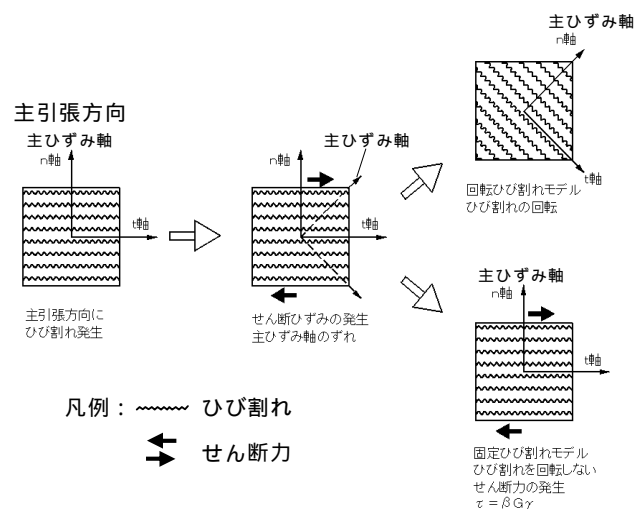


図-3.19 ひび割れモデル概念図

応力 - ひずみ関係は、図-3.20 に示すように、引張側および圧縮側ともに破壊エネルギーに基づく非線形曲線を用いた。ただし、フーチングのコンクリートは載荷試験で損傷が見られないことから線形とした。

コンクリートの応力 - ひずみ関係は引張側に Hordijk¹⁸⁾ の引張破壊エネルギーに基づく非線形軟化曲線を用い、圧縮側には Feenstra¹⁹⁾ の圧縮破壊エネルギーに基づく非線形軟化曲線を用いた。また、圧縮側には Selby and Vecchio²⁰⁾ により提案されている拘束効果を考慮した。なお、引張破壊エネルギーは土木学会コンクリート標準示方書²¹⁾ の方法、圧縮破壊エネルギーは中村ら²²⁾ の方法で算定

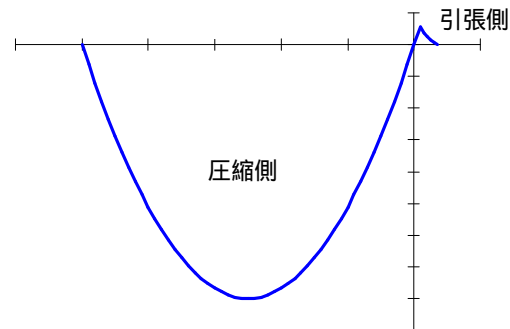


図-3.20 破壊エネルギーに基づく
コンクリートの応力-ひずみ関係

した。繰返し載荷における再載荷時の弾性係数はひずみの増加とともに徐々に低下すること、各載荷ループでの最大応力は繰返し回数の増加とともに低下し、その低下率は徐々に減少することが明らかとなっているが、本解析においては前者を考慮した。

(2)鉄筋，鋼より線

鉄筋，鋼より線の応力 - ひずみ関係はバイリニア型とした。

鋼より線のアンボンド性状のモデル化においては、鋼より線とコンクリート要素の節点間にバネ要素を介してアンボンドを表現し解析した。バネ要素のバネ定数は、法線方向については剛結となるように接点間の相対変位を $1 \times 10^{-6} \text{m}$ 程度に小さくし、接線方向については自由となるようにばね要素の反力を計算可能な範囲で小さくした。

数値解析における載荷方法は、変位制御により単調増加および正負交番載荷を行った。載荷ステップは、1 y の 1/10 とした。

3.5 解析結果と考察

3.5.1 荷重 - 変位関係

図-3.21 および表-3.5 に水平荷重 - 水平変位関係の解析結果を実験結果と併せて示す。

図-3.21 より、実験結果では 12 y (約 90mm) まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く、12 y 以降において水平荷重が低下しているが、これは軸方向鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートのはらみ出しの時点であり、円形セグメントのはらみ出しを伴っている。これに対し単調増加、交番載荷のいずれの解析結果においても、実験結果に比べ水平荷重が少し大きいものの、12 y 程度までは概ね実験結果を模擬しているが、12 y 以降の鉄筋が座屈してからの変位力の低下については十分に表現できていない。また、交番載荷の履歴形状については、解析結果は実験結果に比較的近い形状を示している。

表-3.5 有限要素解析結果 (AP-2)

上段；単調増加 下段；交番载荷

		解析値	実験値
降伏時	荷重 (kN)	334	322
		337	
	変位 (mm)	7.5	7.6
		7.6	
最大荷重時	荷重 (kN)	428	384
		456	
	変位 (mm)	45.8	91.9
		75.2	

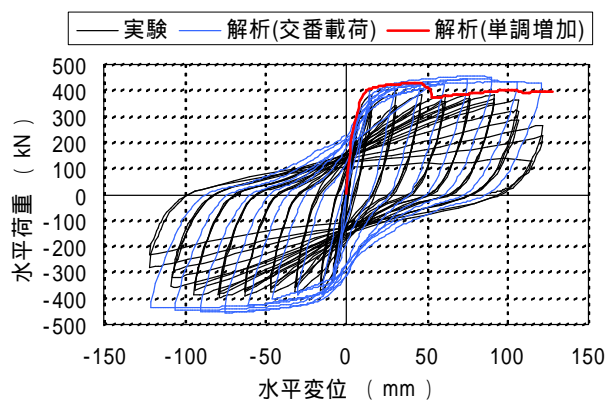


図-3.21 水平荷重 - 水平変位関係



写真-3.3 損傷状況 (AP-2)

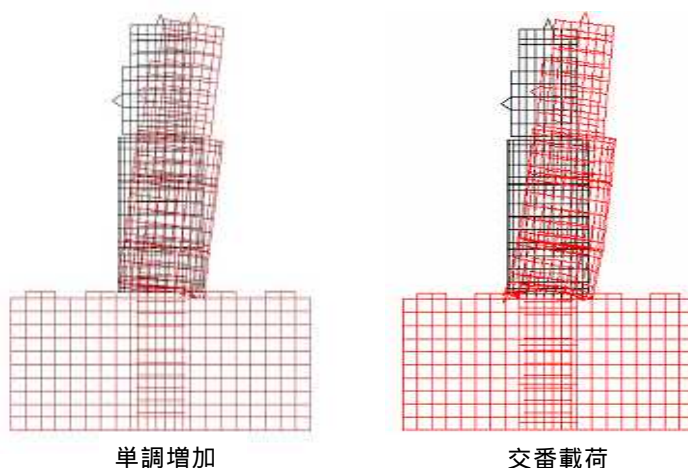


図-3.22 変形図 (解析, 16 y 载荷時)

写真-3.3 に 16 y 载荷時における損傷状況を示す。実験では軸方向鉄筋の座屈，かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の円形セグメントのはらみ出しがあり柱下端のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。図-3.22 に解析結果の 16 y 载荷時における変形図を示す。

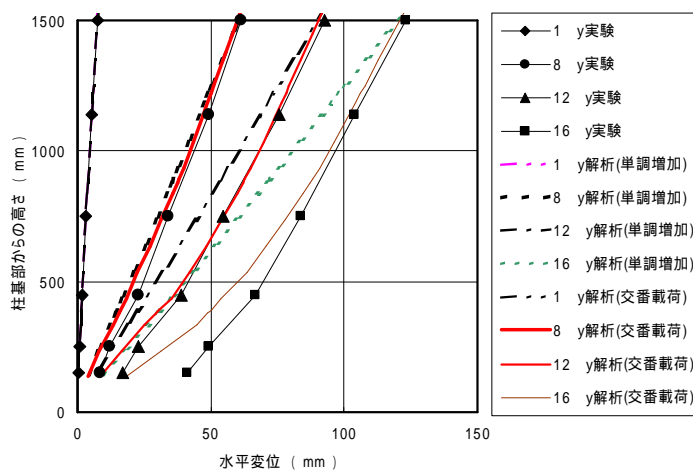


図-3.23 変位分布

図-3.23 に水平変位分布について，解析結果と実験結果を併せて示す。図-3.23 より，軸方向鉄筋の座屈が生じる 12 y 頃よりせん断変形が表われ，16 y ではせん断変形は，より顕著である。単調増加の解析結果では，

6 y までは実験結果と同じような変形を示しているが、12 y 以降は実験結果との差が大きくなっている。交番載荷の解析結果では実験結果に比較的近い変形を示しているが、12 y でのせん断変形の発生以降は、柱基部より 750mm 以下に実験結果との差が出てきている。

本工法の縮小試験体による正負交番載荷水平載荷試験結果を非線形有限要素解析により数値シミュレーションを行った結果、最大耐力程度までは概ね実験結果を模擬できることが確認できた。ただし、軸方向鉄筋の座屈以降については、実験結果を十分に表わせていない。今回の試験体のようにポストピーク挙動として、塑性ヒンジ領域の曲げ変形が卓越して荷重低下を示す柱では、かぶりコンクリートの剥落、鉄筋の座屈現象を伴っており、現状では終局状態を適切に再現できた研究例は少なく、対応する汎用ソフトもないのが実情である。今後、座屈モデルの適用等を検討していく必要がある。

3.5.2 軸方向鉄筋，帯鉄筋，鋼より線のひずみ

(1) 軸方向鉄筋のひずみ分布

軸方向鉄筋のひずみ分布の解析結果を図-3.24 に示す。

a) 単調増加

軸方向鉄筋の引張側のひずみの解析結果は、1 y において柱基部から 185mm までは実験結果とほぼ一致している。しかし、185mm より上部では解析結果のひずみは実験結果に比べ大きくなっている。2 y においても、同様に解析結果のひずみは実験結果よりも少し大きい。また、実験では柱基部から 300mm の点が 4 y まで降伏していないが、解析結果では 2 y では降伏しており、鉄筋降伏の時期に若干の差が認められる。4 y 以降については解析結果と実験結果には大きな差は認められず概ね解析で鉄筋のひずみ分布を表現できている。

b) 交番載荷

軸方向鉄筋の引張側のひずみの解析結果は、単調増加の結果とほぼ同じである。

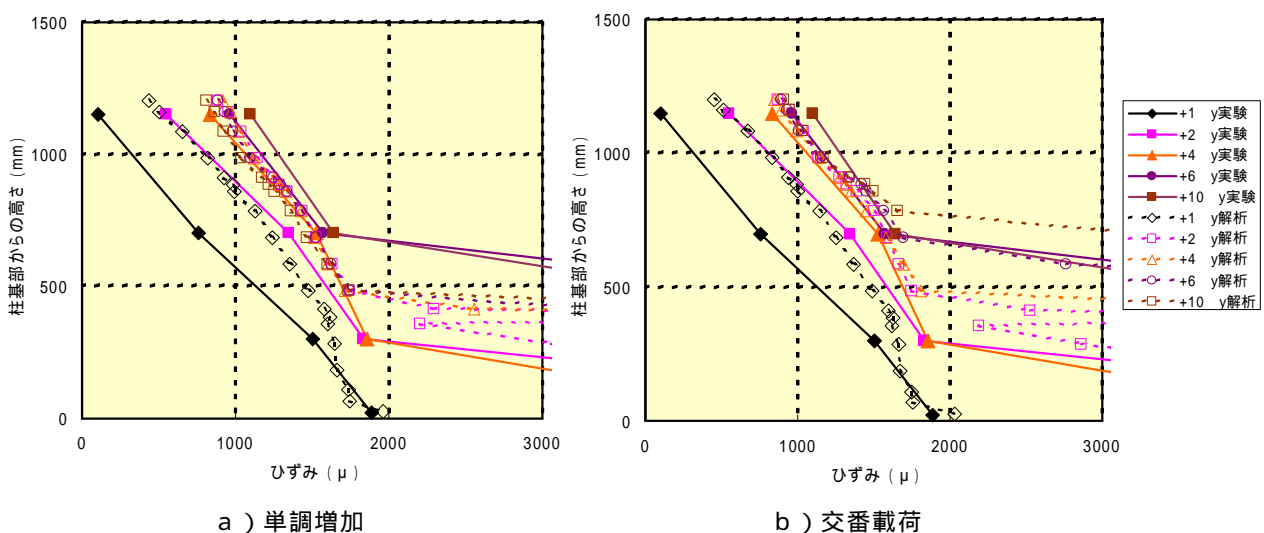


図-3.24 軸方向鉄筋のひずみ分布

(2) 帯鉄筋のひずみ分布

帯鉄筋のひずみ分布の解析結果を図-3.25 に示す .

a) 単調増加

4 y までは、解析結果のひずみが実験結果よりも大きくなっている . また、実験結果では 6 y において柱基部から 360mm のひずみが増大し、8 y では 500mm 付近のひずみが卓越した分布を示しているが、解析結果ではひずみの大きさや広がりがそれ程増加していない . これは単調増加では生じたせん断ひび割れがその位置で進展し他の位置に伝播しないなど、ひび割れ発生状況が異なっているためと考えられる .

b) 交番載荷

全体的に、解析結果のひずみは、実験結果に比べ大きくなっている . また、実験結果では 6 y において柱基部から 360mm のひずみが増大し、8 y では 500mm 付近のひずみが卓越した分布を示しているが、解析結果においても 6 y において柱基部から 360mm のひずみが増大している . 解析結果では、8 y 以降は実験結果と解析結果ではひずみが卓越する位置が 360mm と 500mm 付近で若干異なるが、単調増加載荷に比べれば実験結果に比較的近い分布を示している .

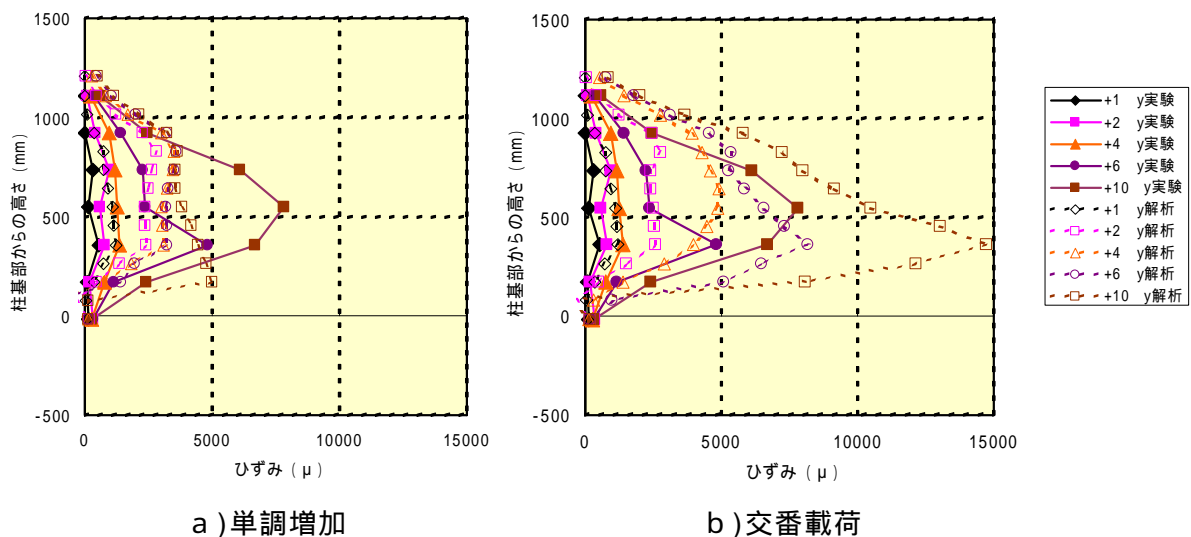


図-3.25 帯鉄筋のひずみ分布

(3) 鋼より線のひずみ分布

鋼より線のひずみ分布の解析結果を図-3.26 に示す .

a) 単調増加

解析結果は、柱基部より 500 ~ 1000mm の区間のひずみが実験結果より少し大きい . 全体のひずみ分布は実験結果に比較的近くなっている .

b) 交番載荷

解析結果のひずみは、実験結果に比べ大きくなっている . 特に 500 ~ 1000mm の区間のひずみが大きく、ひずみ分布の広がりも大きい .

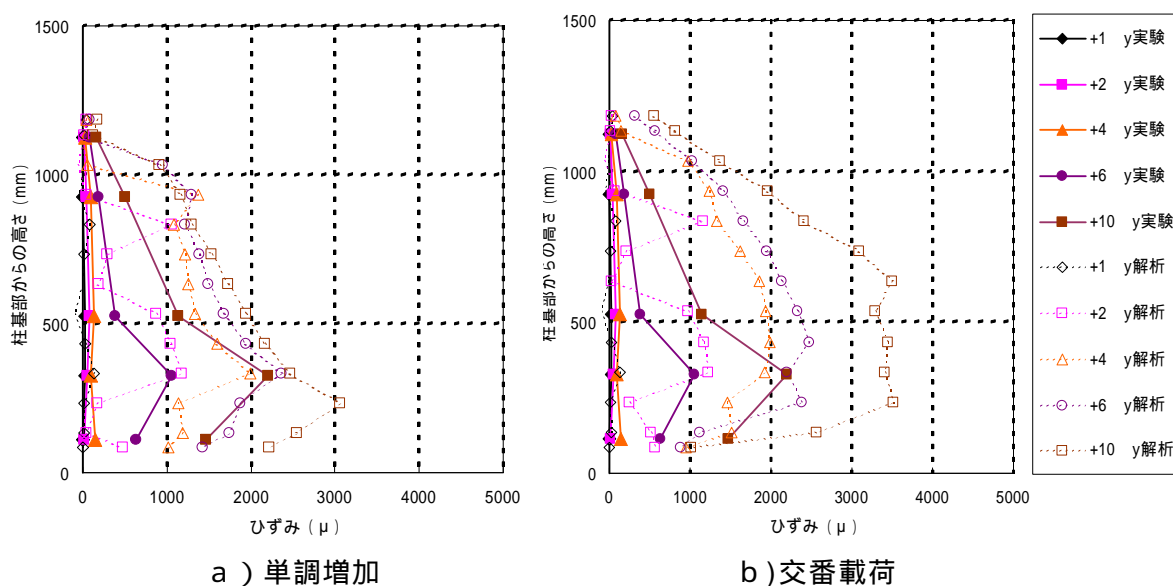


図-3.26 鋼より線のひずみ分布

帯鉄筋と鋼より線のひずみ分布を比較すると、実験結果では帯鉄筋のひずみが最初に大きくなり 6 y 以降に鋼より線のひずみが増加し始めている結果となっているが、解析結果では、いずれも 2 y 以降に帯鉄筋と鋼より線のひずみがほぼ同時に同じ位置において大きくなり始め、せん断ひび割れに対し両者が一体となって抵抗していると考えられ、ひずみ挙動に若干の差が生じているように思われる。

3.6 まとめ

本工法による耐震補強効果の確認を目的として、既往の耐震補強工法との対比を含めて実施した縮小試験体による正負交番載荷試験結果より、本実験の範囲内ではあるが以下のことが明らかになった。

既往の耐震補強工法との対比において

本工法により補強された柱のじん性率 11～15 は、鋼板巻立て工法、炭素繊維シート巻立て工法、スパイラル筋巻立て工法のじん性率 9～13 と比較して同等以上で、曲げ破壊の変形性能に富む破壊性状を示した。これは、本工法におけるセグメントや鋼より線による外部拘束効果が有効に機能していることによるものと考えられる。

また、ひび割れ発生を目視確認について

本工法により補強された柱では、セグメント端部の柱隅角部のひび割れおよびセグメント表面のひび割れ状況から、柱の損傷状況を把握することが可能である。これは柱の損傷状況を目視できない鋼板巻立て工法、炭素繊維シート巻立て工法に比べ地震発生時の臨時点検に有利である。

本工法により補強された柱の設計は、

本工法の設計補強せん断耐力などの設計は、『既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針（スパイラル筋巻立工法編）』⁶⁾に基づき設計できる。

本工法により補強された柱の変形性能については、『鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）』¹²⁾を準用できるが、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位の算定に、セグメントや鋼より線による外部拘束効果を見込むことで、より適切に評価することが可能である。

終局状態における軸方向鉄筋の降伏域は、柱基部から $0.6D$ （ D ：柱断面高さ）よりも大きく $1.4D$ よりも小さい。また、帯鉄筋は柱基部から $0.7D \sim 1.1D$ までの区間のひずみが大きく、帯鉄筋の降伏とほぼ同時に同位置の鋼より線のひずみが増大する。これらのことから、塑性ヒンジ区間における帯鉄筋と鋼より線は一体となって横拘束筋として機能している。

鋼より線の円周方向引張力が、セグメントを介して内部コンクリートに対する拘束力として面的に伝達されるため、セグメントにおける支圧分布幅が連続していれば、鋼より線の間隔の違いは、破壊性状や変形性状に大きく影響しない。

また、施工上の特徴としては、

円形セグメントと扁平セグメントとの形状差による拘束力の差は、計算上では 60% 程度であるが変形性能に与える影響は小さい。したがって、施工性や経済性の点からは扁平セグメントが有利である。

柱下端の無補強区間が $0.25D$ （ D ：断面高さ）程度であれば、じん性率は 10 を確保できることから、必ずしも連続して補強を行うことが得策でない場合などには、適用可能である。

コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強方法の非線形有限要素解析を行った結果、本解析の範囲内ではあるが、以下のことが明らかとなった。

非線形有限要素解析は、実験結果との対比において荷重-変位関係を概ね適切に表現できており、本補強方法の挙動を把握する上で有効な手段であると考えられる。

解析結果は、最大耐力程度までは概ね実験結果を模擬できるが、軸方向鉄筋の座屈以降の復元力の低下については、実験結果を十分に表せておらず実験結果よりも大きな値となっており、今後座屈モデルの適用等について検討していく必要がある。

柱の軸方向鉄筋のひずみ分布は、降伏初期の値において実験値よりも少し大きい結果となっているが、概ね $4 \sim 6$ 以降については、解析結果と実験結果には大きな差は認められず解析で鉄筋のひずみ分布を概ね表現できており、解析手法やモデル化は概ね妥当であったと考えられる。

帯鉄筋および鋼より線のひずみ分布は、解析結果は実験結果よりも少し大きい結果となっている。実験では最初に帯鉄筋のひずみが大きくなり $6 \sim 8$ 以降に鋼より線のひずみが大きくなっているが、解析結果では載荷の初期段階から両者が一体となってせん断ひび割れに対し作用しており、ひずみ挙動に若干の差が生じている。

【第3章の参考文献】

- 1) 松田好史, 中村敏晴, 宮川豊章: 円形セグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強効果, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第3巻, pp.93 ~ 100, 2003.10.
- 2) 松田好史, 中村敏晴, 宮川豊章: コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設RC柱の耐震補強, 土木学会論文報告集, No.763 / -63, pp.185 ~ 203, 2004.6
- 3) (社)日本鉄道施設協会: 耐震設計指針(案)解説 日本国有鉄道編, 1979.7.
- 4) (財)鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 - 鋼板巻立て補強編 -, 1999.7.
- 5) (財)鉄道総合技術研究所: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針, 1996.7.
- 6) (財)鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 - スパイラル筋巻立工法編 -, 1996.12.
- 7) 西川佳祐, 渡辺忠朋, 佐藤勉, 谷村幸裕: 鋼板巻き補強柱部材の変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1505 ~ 1510, 1996.6.
- 8) 菅野貴浩, 石橋忠良, 大庭光商, 山内俊幸: 鋼板巻き補強 RC 柱の交番載荷試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.113 ~ 118, 1996.6.
- 9) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の靱性率の定量化に関する研究, コンクリート構造物の靱性とその評価方法に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.253 ~ 264, 1988.3.
- 10) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物, 丸善, 1992.10.
- 11) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi 著, 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, pp.409, 1998年, 技報堂出版
- 12) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.10.
- 13) 渡辺忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.31 ~ 45, 2001.8.
- 14) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, No.390/V-8, pp.57 ~ 66, 1988.2.
- 15) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 解析的研究に基づく RC 部材の塑性変形能定量化, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.127 ~ 135, 1992.2.
- 16) 阪神大震災調査研究特別委員会WG報告: 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式, コンクリート技術シリーズ No.12, 土木学会, 1996.7.
- 17) 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳治: 仮想ひびわれモデルを組み込んだ分析モデルによるコンクリートのひび割れの有限要素解析, 土木学会論文集, No.466 / -19, pp.79 ~ 88, 1993.5
- 18) D.A.Hordijk: Local approach to fatigue of concrete ,PhD thesis ,Delft University of Technology , 1991.

- 19) P.H.Feenstra : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete , PhD thesis , Delft University of Technology , 1993.
- 20) R.G.Selby and F.J.Vecchio : Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete.Tech.Rep.93-02 , Univ.Toronto , dept.Civileng. , Toronto , Canada , 1993.
- 21) 土木学会： コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] , 2002.3
- 22) H.Nakamura , T.Higai : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete , Seminar on Post-Peak Behavior of Structures Subjected to Seismic Loads , JCI , Vol.2 , pp.259-272 , 1999.10

第4章 コンクリートセグメントおよび鋼より線のシステムに関する研究

4.1 はじめに

既設 RC 柱の周囲にかまぼこ状に製作したコンクリートセグメント（以下「セグメント」と記す）を設置し，その外側にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）をアンボンド横拘束筋として巻立てて耐震補強する工法（以下「本工法」と記す）において，セグメントは，鋼より線と一体となって既設 RC 柱を拘束するとともに，大規模地震発生時に既設 RC 柱にひび割れが発生するような場合は，ひび割れをセグメント表面に伝播させ，臨時点検を容易に効率的に行うことができるようにする機能を有する．

鋼より線の円周方向引張力を既設 RC 柱に対する拘束力として有効に作用させるためには，検討すべき要因として，セグメント形状による拘束効果の差異，支圧破壊しない経済的なセグメント端部厚さを挙げることができる．また，大規模地震発生時に既設 RC 柱に発生するひび割れをセグメント表面に伝播させるためには，検討すべき要因として，コンクリートの引張強度を上げることができる．しかし，コンクリート強度を高めたり繊維を混入して，支圧破壊や細ブロック化に対する抵抗性を高め過ぎることは，逆にひび割れの伝播を抑制することにつながるため，コンクリート強度については，プレキャスト工場での施工性をも考慮して 40N/mm^2 とし，今回の検討要因からは除外することとした．

また，亜鉛めっき鋼より線は電力用・通信用の架空地線，ちょう架線，支線など電気分野で古くから広く用いられている．本工法においては，施工性の観点から人力施工を基本とし，運搬重量を概ね 60kg 以下とすることとしたため，鋼より線の継手や定着において独自の対応を行うことが必要となった．

第4章では，まずセグメントの曲面形状や端部厚さを変えた試験体を用いて非線形有限要素解析および実物大試験を行い，合理的なセグメント形状について考察を加えた．また，亜鉛めっき鋼より線の材料特性について概括するとともに，独自に開発した鋼より線の継手や定着について検討した．さらに，本工法においては，コンクリートセグメントの外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線を巻き立てせん断補強鋼材として使用しているが，アンボンドの状態であるため，常に外気や風雨に曝されている．このことから，亜鉛めっき鋼より線の耐食性について検証することとし，既往の研究成果を取りまとめた．

4.2 コンクリートセグメントの形状に関する評価

コンクリートセグメントは，鋼より線の横拘束効果を柱側面により確実に伝えるとともに，地震時に柱側面に生じる損傷状況をセグメント表面に伝播させ，セグメント表面のひび割れ等を目視観察することで既設柱に生じている損傷の有無や程度を容易に点検できるようにする役割を果たすものである．

既設柱への拘束効果は、セグメント形状を円形にした場合に最も大きく期待でき、第3章において実施した交番載荷試験に用いた試験体 AP-3 の扁平セグメントの場合は、鋼より線の緊張力が同一であれば既設柱を拘束する力が計算上は円形セグメントの60%程度となるが、円形セグメントはその体積が大きく、経済性、施工性の観点からは不利なものとなる。また、高架下利用を行っている箇所を円形セグメントで補強した場合、部材寸法が鋼板巻立て補強工法と比較して大きくなるため、活用可能スペースが制約を受けることとなる。有効な空間利用の観点からは補強後の形状がいたずらに大きくならないことが望ましい。交番載荷試験結果から、セグメント形状の差が変形性能に与える影響は小さくいずれも鋼板巻立て補強工法と同等以上であることから、経済性、施工性をも考慮した実施工の観点からは、扁平セグメントを用いた補強方法で実用上十分であると考えられる。

交番載荷試験における終局時のセグメントの損傷状況を写真-4.1に示す。円形セグメントおよび扁平セグメントのいずれにおいても載荷直角方向面のセグメントには斜めひび割れが多く発生し、載荷方向面のセグメントには水平方向のひび割れが発生しているが、扁平セグメントの載荷方向面には鉛直方向のひび割れも確認でき、載荷方向面に生じたひび割れ密度、ひび割れ幅は扁平セグメントのほうが大きくなっている。



写真-4.1 交番載荷試験による最下段セグメント損傷状況

載荷直角方向に発生した斜めひび割れは、既設柱のせん断ひび割れがセグメント表面に現れたものである。載荷直角方向面に発生した水平方向のひび割れは、既設柱の軸方向曲げの影響によるひび割れと既設柱の軸方向鉄筋やかぶりコンクリートのはらみ出しにより生じられる鋼より線の締め付け力による支圧破壊で生じたひび割れであり、鉛直方向のひび割れは既設柱の軸方向鉄筋やかぶりコンクリートのはらみ出しによる押し出し力がセグメントの内側から作用した結果生じた曲げの影響によるひび割れと考えられる。

セグメントの拘束効果を効率よく発揮するためには、終局時においてセグメントが支圧破壊や細ブロック化することなく鋼より線の円周方向引張力を既設柱に伝達できることが重要である。経済性や施工性を追及して、扁平セグメントの曲率半径を大きくしたりセグメント端部厚さを小さくしてセグメント厚さを薄くすると、鋼より線の支圧力により、セグメントが支圧破壊する可能性が増してくると考えられる。表-4.1に円形および扁平セグメントの定性的な性能の対比を示す。

第3章において実施した交番載荷試験結果のうち、試験体 AP-2 に用いた円形セグメントおよび試験体 AP-3 に用いた扁平セグメントを基本に、曲率半径や端部厚さを変えたセグメ

ントの解析を行うとともに，実物大模型を作製し支圧試験を行うことにより，合理的なセグメント形状について考察を加えることとする．

表-4.1 セグメント形状と性能

	拘束効果	経済性	施工性	ひび割れ視認性	支圧強度
円形セグメント					
扁平セグメント					

4.2.1 コンクリートセグメントの円弧部半径

第3章で示したように鋼より線に引張力 T が作用した場合，円形セグメントが柱側面を拘束する力 F_1 は，

$$F_1 = 2 T \cdot \sin \theta_1 \quad (\text{式 4.1})$$

扁平セグメントが柱側面を拘束する力 F_2 は，

$$F_2 = 2 T \cdot \sin \theta_2 \quad (\text{式 4.2})$$

となり，式 4.1 および式 4.2 より，

$$F_2 / F_1 = \sin \theta_2 / \sin \theta_1 = r_1 / r_2 \quad (\text{式 4.3})$$

ここに， r_1 ：円形セグメントの円弧部半径

r_2 ：扁平セグメントの円弧部半径

θ_1 ：円形セグメントの中心角

θ_2 ：扁平セグメントの中心角

式 4.3 より，柱側面を拘束する力の比 F_2 / F_1 （以下「拘束比」という）は，それぞれの円弧部半径の比の逆数となる．

第3章で行った交番載荷試験の場合，試験体 AP-2 に対する試験体 AP-3 の拘束比は， $r_1 = 566\text{mm}$ ， $r_2 = 916\text{mm}$ を代入すれば，約 0.6 となる．したがって，扁平セグメントの円弧部半径を大きくする程，拘束力は小さくなることが判る．

鋼板巻立て補強工法の場合，鋼板は平面であることから円弧部半径は限りなく大きいと考えられ，式 4.3 より鋼板が柱側面を拘束する力の比は限りなく小さくなり，柱の軸方向鉄筋の面外の座屈変形に対して鋼板が外部から拘束する働きはほとんどないことが判る．矩形断面の既設 RC 柱の耐震補強において，鋼板等によって矩形に巻き立てた場合には楕円形に巻き立てた場合に比べて拘束効果が小さいことが実験的に明らかになっている¹⁾．鋼板巻立て補強工法のじん性率が 10 程度以上に大きくならないのは，この理由によるためと考えられる．

4.2.2 コンクリートセグメントの端部厚さ

柱側面に対するコンクリートセグメントと鋼より線の拘束効果については，鋼より線からの支圧力が 45° で分布²⁾してセグメントに伝達されると仮定すれば，セグメントと鋼より線が一体となって柱側面を拘束する効果が発揮され则认为される．

第2章で述べたように，既設柱の耐震補強設計においては，設計せん断耐力は，既設柱の現有せん断耐力と鋼より線のせん断補強鋼材量から定まる補強せん断耐力との和で表すことができる．

一般に，補強せん断耐力は，鋼より線の配置間隔と断面積と降伏強度の積の形で表現できるが，実施工においては，セグメントのプレキャストブロック製作上のコストダウンを図る目的から，鋼より線の配置間隔を一定にして鋼より線の断面積を変化させるほうがより経済的である．

第3章で述べた試験体 AP-2，AP-3 の実験結果を参考に，鋼より線の配置を 10cm 間隔として，支圧力が 45°で分布すると仮定すれば，セグメント端部厚さが 5cm 以下の場合には，支圧分布に間隙が生じ，図-4.1 に示すように柱側面をセグメント全体で均等に拘束できなくなる部分が局所的に発生する．

ここでは，試験体 AP-2，AP-3 に用いたセグメント形状を基本に，表-4.2 および図-4.2 に示すようなセグメント形状の解析および実物大実験を行うこととした．

端部厚さを一定（40mm および 25mm）にして円弧部半径が支圧強度に与える影響を調べる試験体 40 シリーズと試験体 25 シリーズを 3 種類ずつと，円弧部半径を一定（ $r = 566\text{mm}$ ，拘束比 100%および $r =$

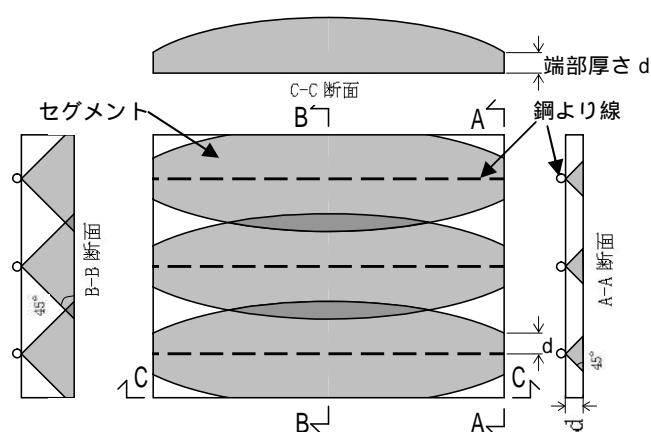


図-4.1 セグメントの厚さと支圧分布

916mm，拘束比 62%）にして端部厚さが支圧強度に与える影響を調べる試験体円形シリーズと試験体扁平シリーズを 3 種類ずつの合計 8 種類とし，実物大実験においては各 2 体ずつ支圧試験を行った．扁平シリーズは扁平シリーズの拘束比を約 1/2 にしたもので，端部厚さ 25mm はセグメント製作時の粗骨材の最大寸法 20mm を考慮したものである．

図-4.2 に検討対象としたセグメント形状一覧を示す．

表-4.2 検討対象としたセグメント形状

拘束比 端部厚さ	円形 $r = 566\text{mm}$ 拘束比：100%	扁平 $r = 916\text{mm}$ 拘束比：62%	扁平 $r = 1812\text{mm}$ 拘束比：31%
80mm	円形 80	扁平 80	
40mm	円形 40	扁平 40	扁平 40
25mm	円形 25	扁平 25	扁平 25

注：第3章の交番載荷試験の試験体 AP-2 に用いたセグメント

注：第3章の交番載荷試験の試験体 AP-3 に用いたセグメント

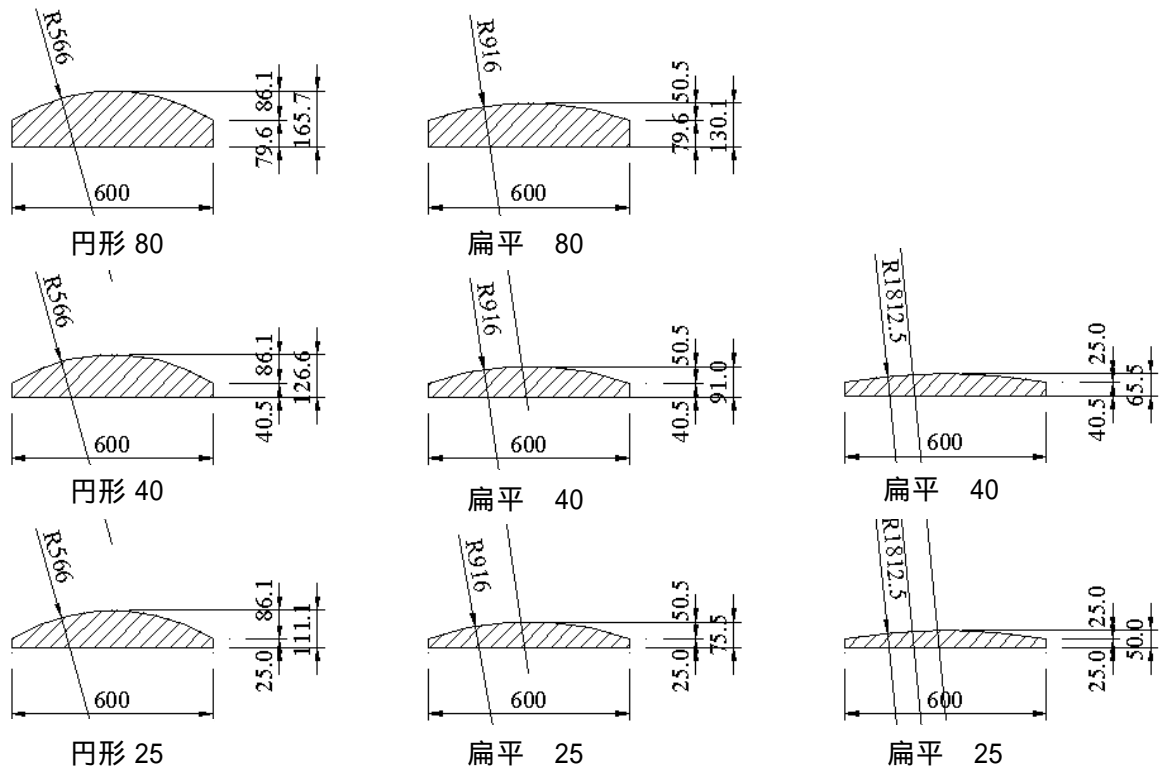


図-4.2 セグメント形状図 (単位 mm)

4.3 コンクリートセグメント形状の非線形有限要素解析による検討

4.3.1 解析概要

セグメントは鋼より線の拘束力を確実に柱に伝達する部材であるため、大規模地震時においてもその形状をほぼ維持していることが要求される。交番載荷試験の結果では、扁平セグメントの載荷直角面最下段のセグメントにおいて水平方向と鉛直方向の小さなひび割れが円形セグメントより多く観察されているものの、鋼より線の拘束力を伝達するという機能は十分果たしていると考えられる。これに対し、載荷試験の終局状態において鋼より線で支圧切断されたような破壊が観察されたが、このようなセグメントの支圧破壊は拘束力を著しく低下させることに繋がる懸念がある。

より合理的な扁平セグメントの曲面形状等を明らかにするため、セグメントの支圧破壊に着目して解析や実験を行うこととした。

4.3.2 構成モデルおよび材料特性

解析コードは第3章で用いた DIANA を使用し、材料の構成則等は第3章と同様のものを用いた。

(1) コンクリート

コンクリートは全ひずみに基づく構成則モデルで回転ひび割れモデルを用いた。

応力 - ひずみ関係は、第3章と同様に、引張側および圧縮側ともに破壊エネルギーに基づく非線形曲線を用いた。

(2) 鉄筋，鋼より線

載荷版に用いた鋼板の材料物性値は，剛体となるように十分大きい弾性係数を用いた．鋼より線は VoN Mises の降伏基準を用いた．鋼より線は，面積が等価な 6 角形断面にモデル化し，コンクリートとは 6 角形の 1 辺を介して接するようにした．接点については鋼より線のアンボンドの状態をモデル化して界面要素を使用した．

4.3.3 予備解析等

セグメントの支圧解析に先立ち，解析モデルのメッシュサイズの妥当性を確認するため，予備解析を行った³⁾．

予備解析は，図-4.3 に示すように，セグメントの一部を模擬した平面形状が 20cm×20cm 高さ 7.5cm のコンクリート試験体の中央に鋼より線を模擬した幅 5mm の帯状の荷重を，載荷版を介して作用させたものである．載荷版の厚さについては，鋼より線（9.6mm，7 本より）の断面形状が正 6 角形に内接するような形状となっていることから，コンクリート面とその一辺が接していると考え，載荷版の厚さを 5mm とした．解析モデルは対称性を利用して奥行き方向には 1/2 モデルとし，メッシュ間隔を 10mm と 20mm の 2 種類とした．予備実験では載荷版とセグメントとの間にテフロンシートを敷き，載荷版による水平方向の拘束を低減する計画としていたので，予備解析におけるモデル底面境界条件は鉛直方向固定，水平方向自由とした．

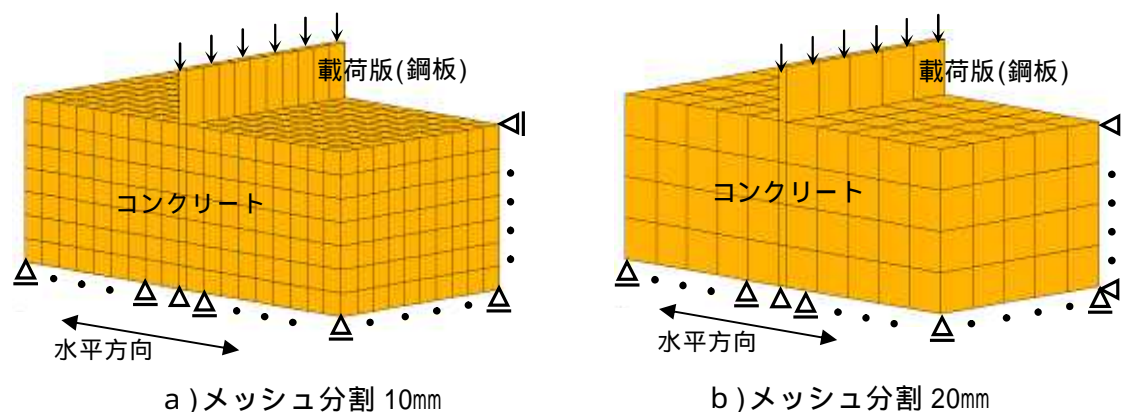


図-4.3 予備解析モデル

また，予備実験として底面が 20cm×20cm，高さ 7.5cm のコンクリート予備試験体（設計基準強度 f'_{ck} 40N/mm²，粗骨材の最大寸法 20mm）を製作し支圧強度試験を行った結果，最大荷重 157kN で破壊した．

予備解析の荷重 - 変位曲線は，図-4.4 に示すように，いずれも最大荷重後急激に荷重が低下する挙動を示す．この予備解析結果は，予備試験体の最大荷重とよく対応していることがわかる．

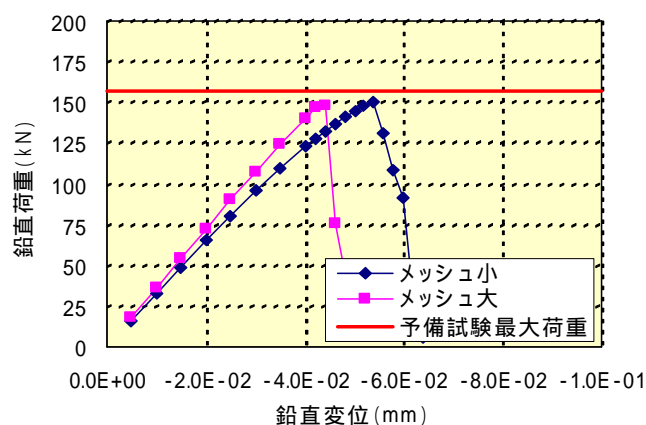
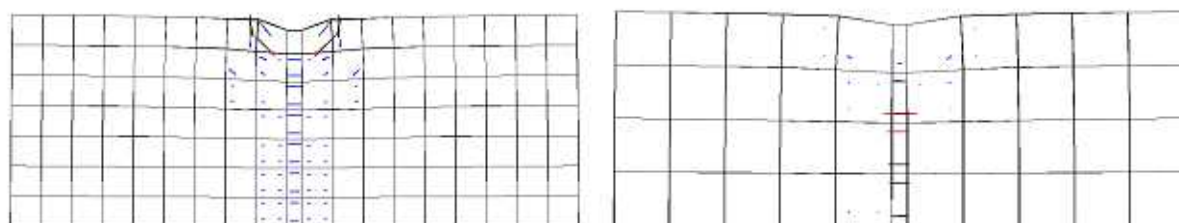


図-4.4 予備解析の荷重-変位関係

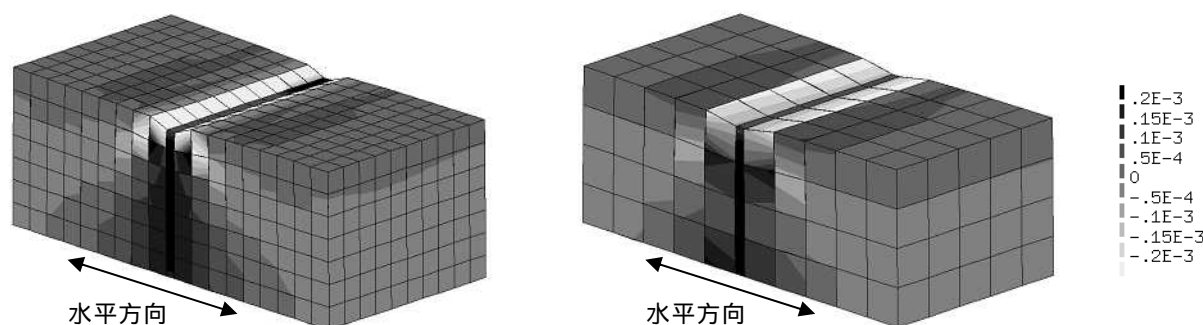
図-4.5 には試験体の最大主ひずみベクトル（ひび割れ直交方向ひずみベクトル）を示す。また、図-4.6 は試験体の変形状況とともに載荷版に直角で水平な方向のひずみ分布状況を示す。これらの図より、試験体は鋼より線を模擬した載荷版の下方に鉛直ひび割れが生じることがわかる。これは予備試験体のひび割れ状況とよく対応している。また、図-4.6a)において載荷版からの支圧荷重は、深さ方向に概ね 45° で分布していることが確認できるが、図-4.6b)においてはひずみ分布が滑らかに表現できていない。



a)メッシュ分割 10mm

b)メッシュ分割 20mm

図-4.5 最大主ひずみベクトル



a)メッシュ分割 10mm

b)メッシュ分割 20mm

図-4.6 最大荷重時の変形と水平方向ひずみ

予備解析の結果より、

非線形有限要素解析で、メッシュの大小にかかわらず、5mm 程度の載荷幅を持つ支圧強度試験の結果を適切に評価することが出来る。

メッシュの大きさが 10mm の場合はひずみ分布は比較的滑らかであるが、メッシュの大きさが 20mm では、ひずみ分布を滑らかに表現できない。

支圧分布は、概ね 45° に分布していることが確認できる。

4.3.4 コンクリートセグメントの支圧強度解析

支圧強度解析の対象とするセグメントは、第 3 章で交番載荷試験を行った試験体 AP-2 の円形セグメントおよび試験体 AP-3 の扁平セグメントである。解析モデルを図-4.7 に示す。荷重の載荷方法は、セグメントを鋼より線で固定しセグメント底面全体に鉛直上方へ等変位を作用させることにより解析を行った。なお、解析モデルは対称性を利用して 1/4 モデルとした。

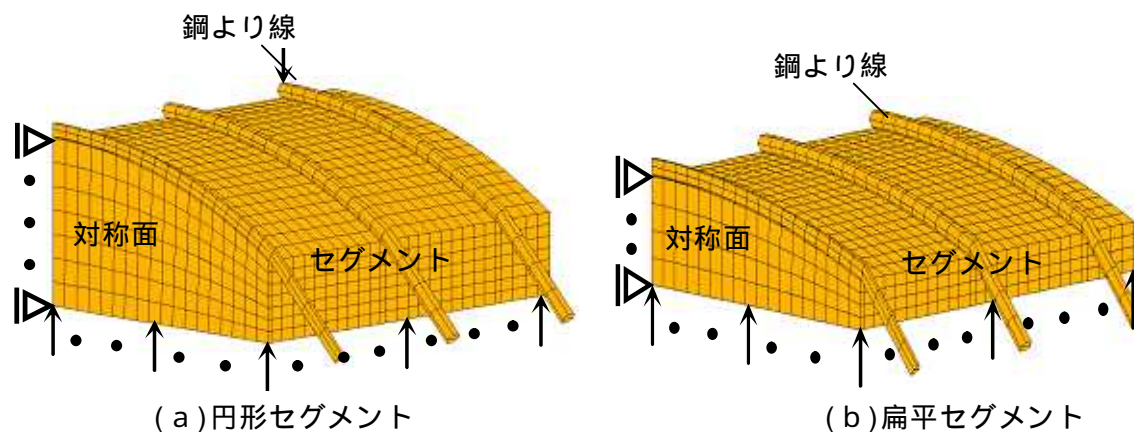


図-4.7 解析モデル

セグメント支圧強度解析の結果について、荷重 - 変位曲線を図-4.8 に示す。円形セグメントは鉛直変位約 1.6mm で鉛直荷重約 200kN、扁平セグメントは鉛直変位約 1.0mm で鉛直荷重約 100kN となった。また、脆性的な破壊挙動を示したコンクリートの支圧強度試験とは異なりじん性のある挙動を示している。これは、解析モデルにおいては支圧破壊領域がセグメント端部から徐々に進展していくためと考えられる。

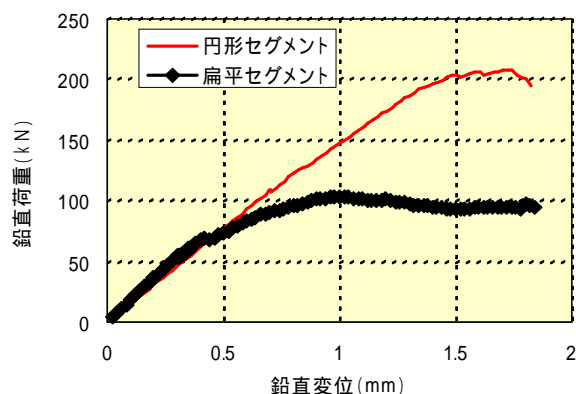


図-4.8 荷重-変位曲線(載荷面位置)

円形セグメントの中央部の厚さが 105mm、端部の厚さが 51.4mm に対し、扁平セグメントの中央部の厚さが 56.3mm、端部の厚さが 25.4mm であり、最大鉛直荷重はセグメント厚さに比例的である。なお、円形セグメントが最大荷重を示す変位 1.6mm 時および扁平セグメントが最大荷重を示す 1.0mm 時は、解析に用いた鋼より線のバイリニアの応力ひずみ曲線の降伏ひずみ 4900μ を超える時点であり、以降は鉛直荷重は増加せず、鋼より線の変形が進行している。

円形、扁平セグメントそれぞれについて、図-4.9 に鋼より線の発生ひずみが 3800μ に対応するセグメント支圧強度解析の水平方向ひずみ分布を示す。これは、縮小試験体を用いた正負交番載荷試験⁴⁾の終局状態においてセグメント端部が支圧破壊した時点の鋼より線のひずみが約 3800μ であったことによるものであり、正負交番載荷試験において鋼より線に生じた最大のひずみレベルに相当するものである。

図-4.9 より、円形セグメント端部においては、ひび割れ発生ひずみを超える 200μ 以上の引張りひずみは底面に達していないのに対し、扁平セグメント端部では 200μ を超える引張りひずみは、支圧強度試験同様、底面まで達しているがその広がりにはセグメント全幅の約 12.5%程度であることがわかる。

すなわち、鋼より線のひずみが 3800μ に至っても円形セグメントの場合は支圧破壊しない状態であるのに対し、扁平セグメントの場合は端部に支圧破壊が生じているものの、全体には広がっていない状態であり両者ともにセグメントが支圧破壊することはないと考えられる。

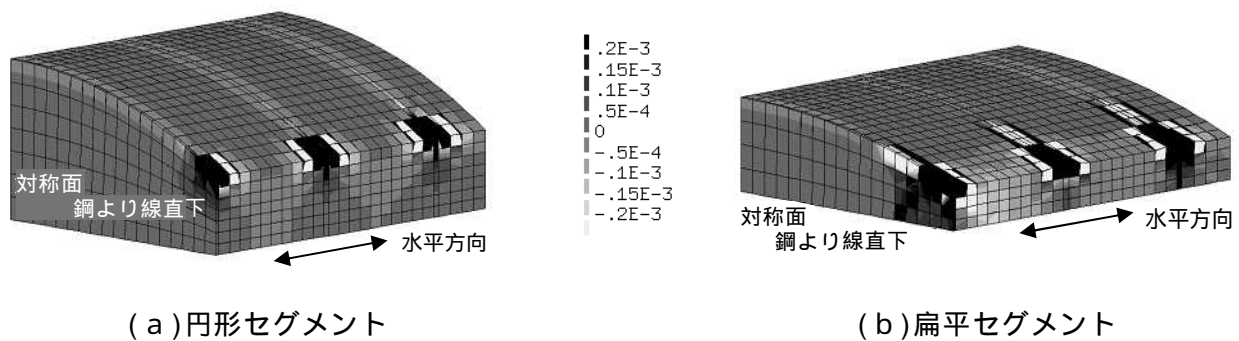


図-4.9 水平方向ひずみ分布

4.4 コンクリートセグメント形状の実物大模型実験による検討

4.4.1 実験概要

(1) 試験体の種類および諸元
試験体の種類については、セグメント端部厚さおよびセグメント円弧部分の曲率半径が支圧強度に与える影響を把握するため、表-4.2 および図-4.2 に示す 8 種類とし試験体はそれぞれ 2 体ずつ製作した。円形 80 および扁平 40 は、それぞれ第 3 章で交番載荷試験を行った試験体 AP-2、および AP-3 のセグメントに対応するものである。実用に供しているセグメントには施工性を向上させるため、鋼より線のガイド溝を設けてあるが、支圧試験結果に影響を与える不確実な要因の影響を排除するため本実験ではセグメントに溝は設けず、溝の底部からのセグメント端部厚さが試験体の厚さに対応するよう計画した。

(2) 載荷方法

載荷装置は、図-4.10 および写真-4.2 に示すように、セグメントを載荷版上に置き、両端を固定した鋼より線 5 本で固定し、載荷版下方からロードセルを介してジャッキ 4 本で上方に押し上げるものである。鋼より線は水平に対し 45°傾けて試

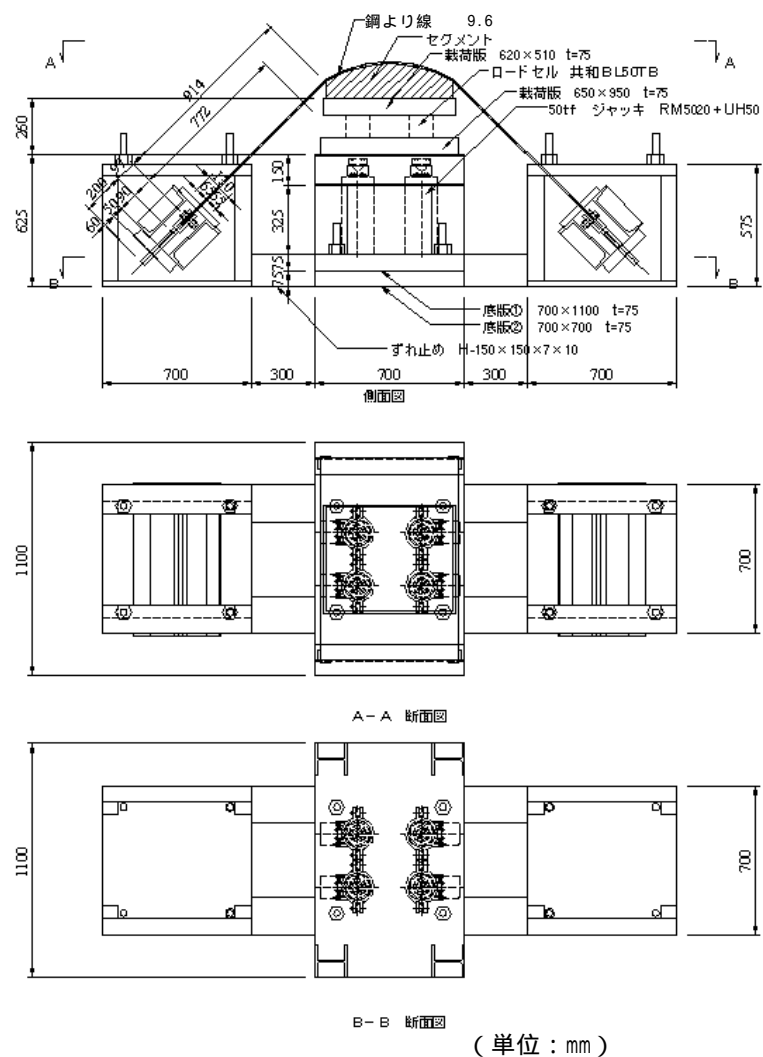


図-4.10 セグメント載荷試験装置

験装置端部で定着しており，セグメントの厚さの変化には載荷版の厚さを変更することにより 45°の角度は一定となるようにした．セグメントと載荷版の間には 0.2mm のテフロンシートを 3 枚敷いて載荷版による拘束を低減した．

載荷は載荷版の鉛直変位を単調に増加させる変位制御で行い，載荷速度は 0.1mm/sec とした．また，制御システムは，**図-4.10** に示す と の位置に設置したジャッキと変位計および と の位置に設置したジャッキと変位計の 2 セットを用いて制御した．

載荷に先立ち，鋼より線の緩みを取り除くとともに，アンバランスが生じないように，全ての鋼より線ひずみが 400μ （応力度約 72N/mm^2 ，張力約 4000N ）となるまで緊張力を導入することを目標として鋼より線を固定した，実際の施工現場における初期緊張力の大きさからみると， 400μ は，大きな値ではあるが，セグメント載荷試験においては，鋼より線間の張力に差が生じていると最も張力の大きい鋼より線から順次破断する懸念があったので，鋼より線間の張力にばらつきがない程度に大きく，セグメントに角欠けが生じない程度の大きさとして定めたものである．

図-4.11 にひずみゲージ取付け位置を示す．セグメントに接する部分のひずみゲージは中央に位置する鋼より線に添付し円周方向ひずみ分布を確認した．また，初期緊張力管理のため全スパイラル鋼線のセグメントを外れた位置に，2 枚/個所ずつひずみゲージを添付し，鋼より線の軸力の測定を行った．

（３）使用材料

使用材料の試験結果を，**表-4.3** に示す．



写真-4.2 セグメント載荷試験装置

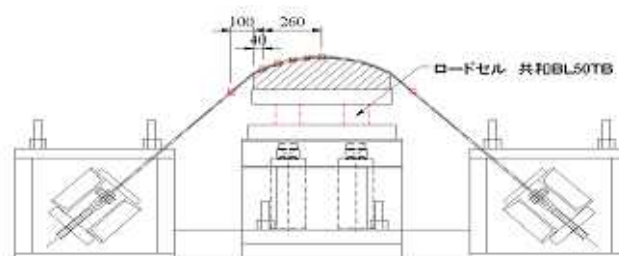


図-4.11 ひずみゲージ取り付け位置（単位：mm）

表-4.3(1) 使用材料試験結果

	材料試験結果			
	降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)	弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
亜鉛めっき鋼より線 9.6 2号(a)1種A級	1044	7800	1.8×10^5	1481

鋼より線の降伏強度は0.2%耐力

表-4.3(2) 使用材料試験結果

		圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	備考
コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} 40 N/mm^2 粗骨材の 最大寸法 20mm	円形 80-1, 扁平 80-1 扁平 40-1	48.1	3.44	3.04×10^4	実験日の 材料試験 による
	円形 80-2, 扁平 80-2 扁平 40-2	43.6	3.32	3.09×10^4	
	円形 40-1, 扁平 40-1 扁平 25-1	47.7	3.57	3.14×10^4	
	円形 40-2, 扁平 40-2 扁平 25-2	46.1	3.42	3.11×10^4	
	円形 25-1, 扁平 25-1	48.1	3.56	3.10×10^4	
	円形 25-1, 扁平 25-1	44.5	3.32	3.07×10^4	

4.4.2 実験結果および考察

(1) 試験体の損傷状況

全ての実験ケースにおいて、載荷は鋼より線の破断で終了した。

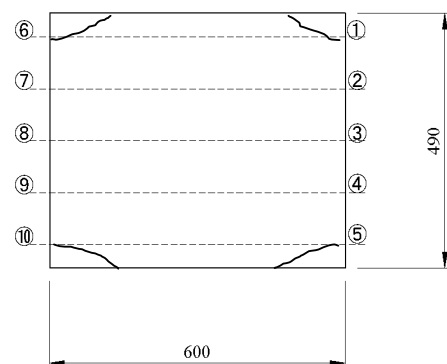
円形 80 のケース以外はいずれも、図-4.12 に示す のコーナー部において支圧破壊した。

の位置では支圧破壊は生じなかったが、扁平 40, 25, 扁平 40, 25 では角欠けが他のセグメントに比べ大きく発生した。

以下の記述で ~ の記号は図-4.12 に示す各部位を表す。

(a) 円形セグメントシリーズ

・円形 80 は、セグメント端部で鋼より線との接触部が欠けた程度で大きな損傷がない状態で鋼より線が破断した。鋼より線は、円形 80-1 で の位置、円形 80-2 で の位置で、いずれ



(単位: mm)

図-4.12 セグメント支圧破壊模式図

もセグメントと接触している側のより線が破断した。

・円形 40 は、円形 40-1 の で鋼より線ひずみが 22500μ に達した時点で支圧破壊、円形 40-2 の で鋼より線ひずみが 9400μ に達した時点で支圧破壊し、順次その他のコーナー部が支圧破壊した。鋼より線は、円形 40-1 で の位置、円形 40-2 で の位置で、いずれもセグメントと接触している側のより線が破断した。

・円形 25 は、円形 25-1 の で鋼より線ひずみが 17300μ に達した時点で支圧破壊、円形 25-2 の で鋼より線ひずみが 3800μ に達した時点で支圧破壊し、順次その他のコーナー部が支圧破壊した。鋼より線は支圧破壊により載荷版と接触し、円形 25-1 で の位置、円形 25-2 で の位置で載荷版と接触した部分で破断した。

(b) 扁平セグメント シリーズ

・扁平 80 は、扁平 80-1 の で鋼より線ひずみが 12700μ に達した時点で支圧破壊し順次その他のコーナー部が支圧破壊した。一方、扁平 80-2 の で鋼より線ひずみが 29600μ に達した時点で支圧破壊したが他のコーナーは支圧破壊しなかった。鋼より線は、扁平 80-1 で の位置、扁平 80-2 で の位置で、いずれもセグメントと接触している側のより線が破断した。

・扁平 40 は、扁平 40-1 の で鋼より線ひずみが 4000μ に達した時点で支圧破壊、扁平 40-2 の で鋼より線ひずみが 5000μ に達した時点で支圧破壊し、順次その他のコーナー部が支圧破壊した。鋼より線は、扁平 40-1 で の位置、扁平 40-2 で の位置で、いずれもセグメントと接触している側のより線が破断した。

・扁平 25 は、扁平 25-1 の で鋼より線ひずみが 6100μ に達した時点で支圧破壊、扁平 25-2 の で鋼より線ひずみが 2300μ に達した時点で支圧破壊し、順次その他のコーナー部が支圧破壊した。鋼より線は支圧破壊により載荷版と接触し、扁平 25-1 で の位置、扁平 25-2 で の位置で載荷版と接触した部分で破断した。

(c) 扁平セグメント シリーズ

・扁平 40 は、扁平 40-1 の で鋼より線ひずみが 2100μ に達した時点で支圧破壊、扁平 40-2 の で鋼より線ひずみが 2000μ に達した時点で支圧破壊し、順次その他のコーナー部が支圧破壊した。鋼より線は、扁平 40-1 で の位置、扁平 40-2 で の位置で、いずれもセグメントと接触している側のより線が破断した。

・扁平 25 は、扁平 25-1 の で鋼より線ひずみが 4200μ に達した時点で支圧破壊、扁平 25-2 の で鋼より線ひずみが 5500μ に達した時点で支圧破壊し、順次その他のコーナー部が支圧破壊した。鋼より線は支圧破壊により載荷版と接触したが、扁平 25-1 で の位置でセグメントと接触している側のより線が破断し、扁平 25-2 で の位置で載荷版と接触した部分で破断した。

写真-4.3 および写真-4.4 に各セグメントの破壊状況を示す．



写真-4.3 セグメント破壊状況

(2) 荷重 - 変位関係

載荷点の鉛直荷重と鉛直変位の関係を図-4.13 に示す．また，図-4.14 および表-4.4 に最大鉛直荷重とその時点の鉛直変位を示す．最大鉛直荷重は端部厚さが小さくなる程小さくなり，セグメント円弧部半径が大きくなる程小さくなる傾向が確認できた．

また，荷重 - 変位曲線の傾きは，図-4.13 に示すように，円形セグメントシリーズ，扁平セグメント シリーズ，扁平セグメント シリーズの順で小さくなっていることがわかる．すなわち，支圧破壊が小さい荷重段階で生じ早く進展していることがわかる．

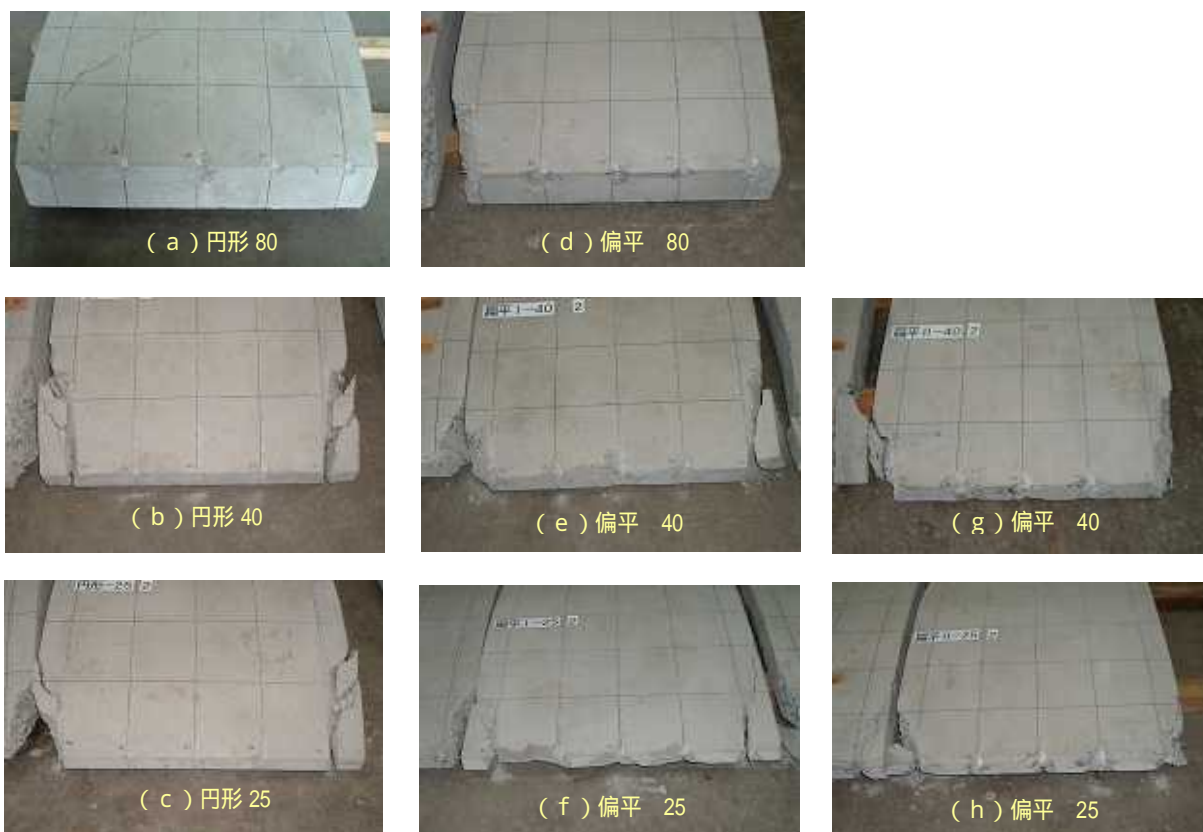


写真-4.4 セグメント破壊状況

(3) 鋼より線ひずみとセグメント破壊状況

セグメントの4隅コーナー部が斜めに支圧破壊した時点の鋼より線のひずみの値を示したものが図-4.15である。表-4.3(1)に示す鋼より線の降伏ひずみ(0.2%耐力ひずみ) 7800μ および棒部材の設計せん断耐力の算定に用いるせん断補強鋼材の設計引張降伏強度の上限値⁵⁾ 800N/mm^2 に対応する鋼より線のひずみ約 4400μ ($= 800 \div (1.8 \times 10^{-5})$) を指標に、各セグメント2体ずつ合計8隅の破壊状況を見ると以下ようになる。

鋼より線の降伏ひずみ 7800μ 以下で支圧破壊する箇所は、円形 40 で 0/8、円形 25 で 1/8、扁平 80 で 0/8、扁平 40 で 4/8、扁平 25 で 6/8、扁平 40 で 8/8、扁平 25 で 8/8 となる。

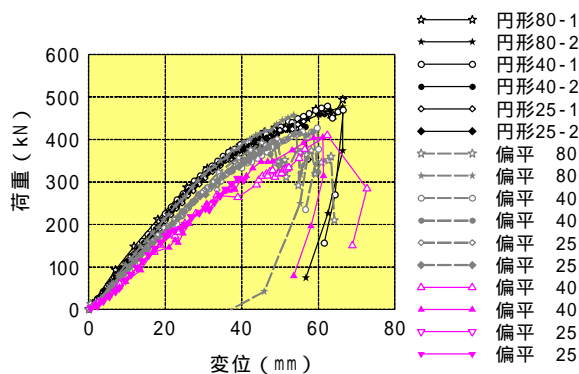


図-4.13(1) 鉛直荷重 - 鉛直変位(全体)

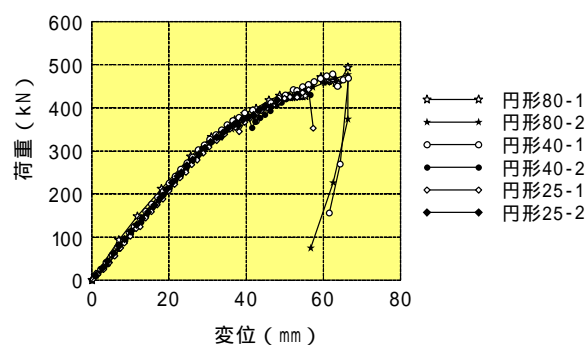


図-4.13(2) 鉛直荷重 - 鉛直変位(円形)

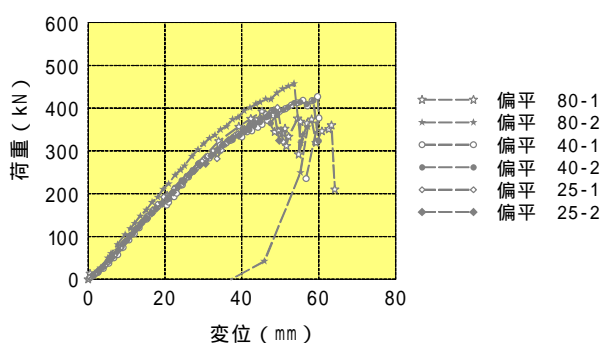


図-4.13(3) 鉛直荷重 - 鉛直変位(扁平)

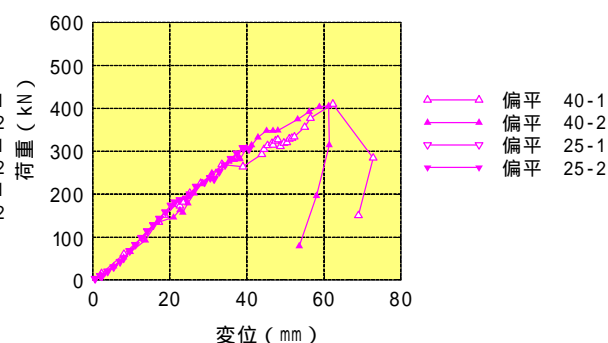


図-4.13(4) 鉛直荷重 - 鉛直変位(扁平)

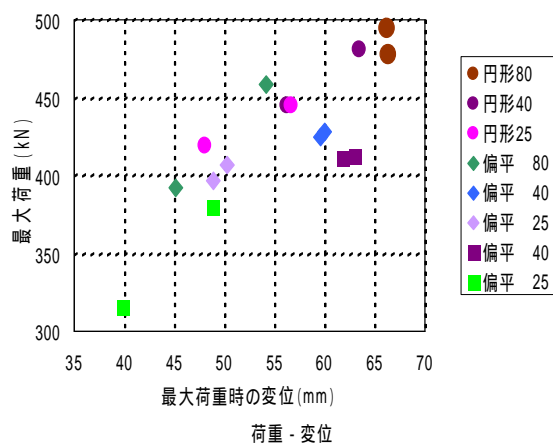


図-4.14 最大鉛直荷重と最大鉛直荷重時の鉛直変位

表-4.4 最大鉛直荷重と最大鉛直荷重時の鉛直変位

試験体		円形		扁平		扁平	
端部厚さ (mm)	No.	最大荷重 (kN)	変位 (mm)	最大荷重 (kN)	変位 (mm)	最大荷重 (kN)	変位 (mm)
80	1	494	66	392	45	-	-
	2	477	66	459	54	-	-
40	1	481	63	428	60	413	63
	2	445	56	424	60	411	62
25	1	445	57	407	50	315	40
	2	418	48	397	49	379	49

鋼より線ひずみが 4400μ 以下で支圧破壊する個所は，円形 40 で 0/8，円形 25 で 0/8，扁平 80 で 0/8，扁平 40 で 1/8，扁平 25 で 2/8，扁平 40 で 5/8，扁平 25 で 1/8 となる．

セグメントや鋼より線の材料強度を有効に使用するという観点からすると，鋼より線が降伏強度に達する時にセグメントが支圧破壊する直前であることが最も望ましいと考えられる．

円形 80，40，25 では，鋼より線が降伏強度に達してもセグメントは支圧破壊しないのに対し，扁平 25 や扁平 40 では鋼より線が降伏強度に達する

までにセグメントのコーナー部が複数支圧破壊しており，いずれも好ましい状態とはいえない．また，扁平 25 は約 $4100 \sim 5500\mu$ の間で支圧破壊が集中し，指標とした 4400μ に対し余裕度のないものとなっており実用上は課題が多いと考えられる．

以上(1)，(2)，(3)で得られた結果から，扁平 40 は，ほぼ妥当な形状と端部厚さを有するセグメント形状であると考えられる．

なお，高架下利用等のスペースを有効に活用するために，端部厚さ 25mm の扁平セグメントのコーナー部や端部の角欠けに対し，支圧力を分散させるような対策を実施すれば，扁平セグメントのより有効な使用が可能になることも考えられるが，別途実験で確認することが必要である．

(4) セグメント上の鋼より線ひずみ分布

図-4.12 に示すセグメント中央部 - の位置の鋼より線のひずみが，降伏ひずみ 7800μ を超える時点までのセグメント上の鋼より線のひずみ分布の推移を図-4.16 に示す．図中の 0 から 300mm までの 5 点のひずみ値はセグメント上の鋼より線の測点のひずみであり， $\pm 350\text{mm}$ の位置のひずみ値はセグメント端部から左右に 100mm 離れたセグメント上にない鋼より線の測点のひずみである．セグメント上のひずみは，セグメント上にない測点($\pm 350\text{mm}$)のひずみに比べて値は小さく，かつセグメント上でほぼ一定の値となっていることから，セグメントとの間に摩擦力が働いていることやアンボンド効果で分散している傾向がわかる．

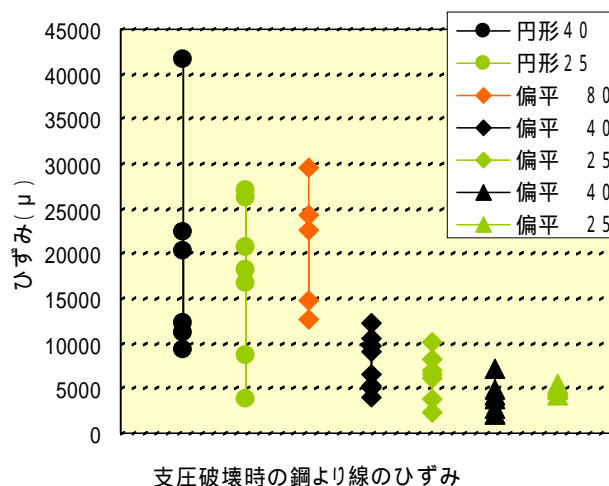


図-4.15 支圧破壊時の鋼より線ひずみ

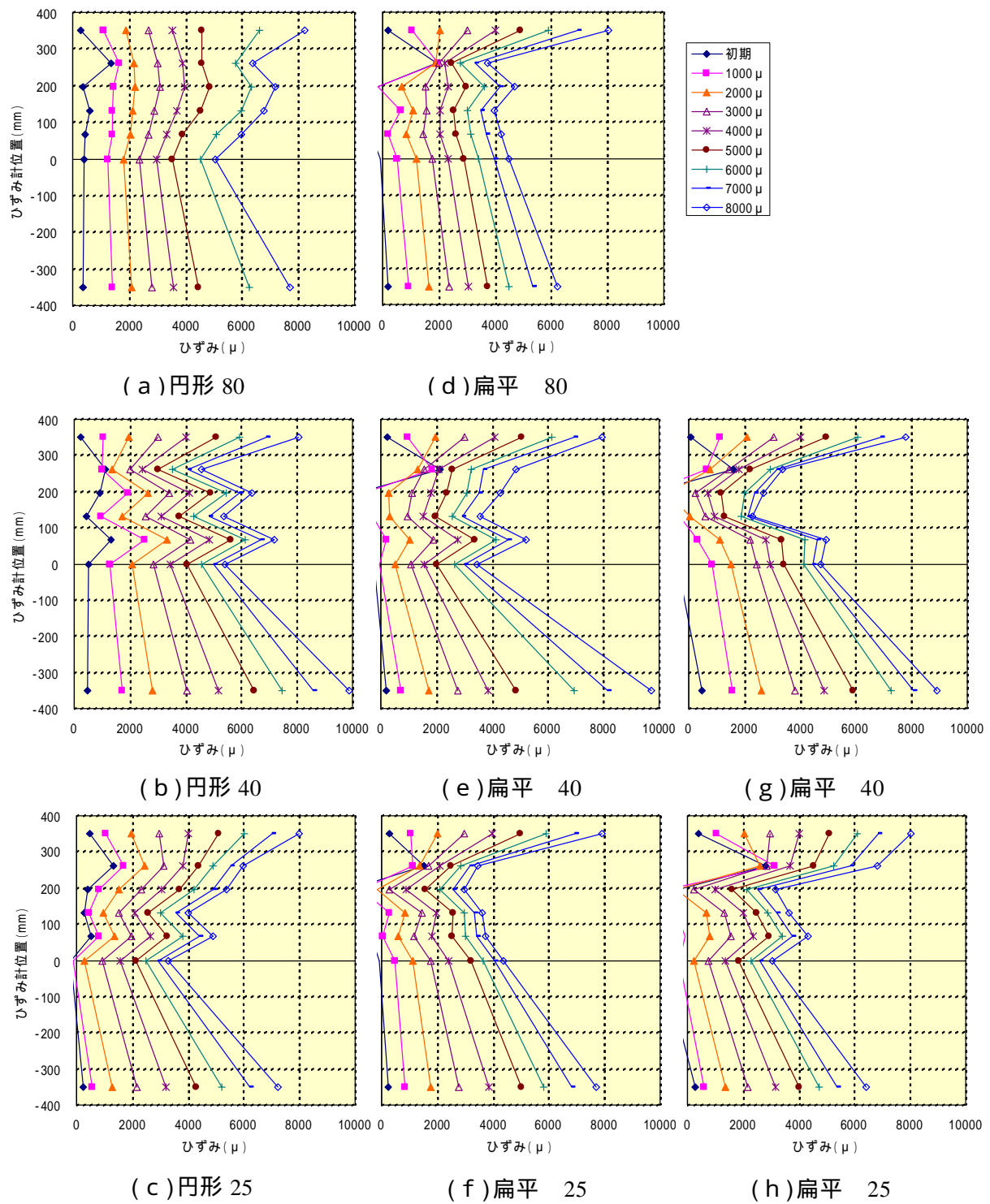


図-4.16 鋼より線のひずみ分布

4.5 鋼より線のシステムに関する評価

4.5.1 鋼より線の材料特性

亜鉛めっき鋼より線は、ワイヤロッドをダイスによる冷間引き抜き加工により伸線し、脱脂・酸洗い・フラックス処理等の表面処理、溶融亜鉛めっき・水冷却・巻取りの後、より加工を行いより線として、製品化されるものである。

本工法は施工性を向上させるため、予め巻立て後の仕上り半径よりも小さくスパイラル状に曲げ加工してあるが、これは図-4.17 に示すように亜鉛めっき鋼より線を3点ローラーで押えて塑性変形を与えて曲げ加工したものである。JIS規格はJISG3537「亜鉛めっき鋼より線」を適用している。

静的引張強度は、同規格に定める試験方法により求めるが一般に静索として使用されるため疲労強度が取り上げられることはない。また、本工法における使用状態では、既設RC柱の帯鉄筋と同様に横拘束筋として挙動しているため、列車荷重による繰り返しの影響については、特に検討を行う必要はないと考えられる。

亜鉛めっきの耐食性試験としては、塩水噴霧試験(JISZ2371)があるが、これはJIS規格に基づき調整された塩溶液を試験片に噴霧し、強制的に腐食させる促進試験である。本工法は、このような環境条件下における施工を前提とするものではないので、耐食性については既往の暴露試験データにより検討することとした。

亜鉛めっき鋼より線は、JIS G 3537「亜鉛めっき鋼より線」の規格のうち、2号(A)1種A級の規格のものを使用している。表-4.5に区分、表-4.6に鋼より線の材料特性の規格値(一部抜粋)および表-4.7に素線の材料特性の規格値(一部抜粋)を示す。

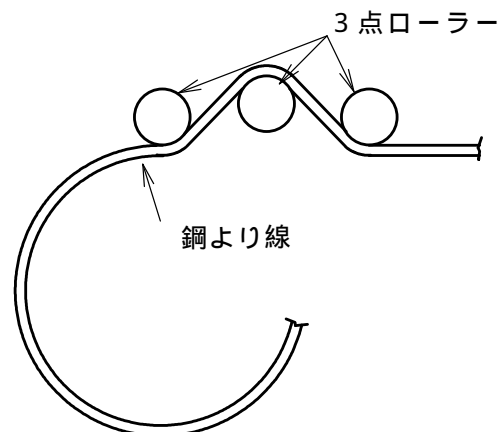


図-4.17 鋼より線の曲げ加工

表-4.5 亜鉛めっき鋼より線の区分

構成による区分		素線の標準引張強さ	亜鉛付着量による区分
2号(a)		1種	A級
7本より	最終冷間加工後の接続なし	1230N/mm ²	厚めっき

表-4.6 鋼より線の材料特性(規格値)

構成素線数 / 標準素線径	計算外径	計算断面積	引張荷重(1種)	標準質量(参考)
7/2.30 (本/mm)	6.9 mm	29.1mm ²	32.8kN以上	230 kg/km
7/3.20 (本/mm)	9.6 mm	56.3 mm ²	63.7kN以上	446 kg/km
7/4.00 (本/mm)	12.0 mm	88.0 mm ²	99.1kN以上	696 kg/km
7/4.50 (本/mm)	13.5 mm	111.0 mm ²	126kN以上	881 kg/km
7/5.00 (本/mm)	15.0 mm	137.0 mm ²	155kN以上	1090 kg/km

表-4.7 素線の材料特性（規格値）

標準素線径	引張荷重(1種)	伸び	亜鉛付着量(A級)
2.30 mm	5.09kN 以上	3.0%以上	200g/m ² 以上
3.20 mm	9.90kN 以上	4.0%以上	230g/m ² 以上
4.00 mm	15.4kN 以上	4.0%以上	250g/m ² 以上
4.50 mm	19.5kN 以上	4.0%以上	270g/m ² 以上
5.00 mm	24.0kN 以上	4.0%以上	270g/m ² 以上

また、現場で使用している亜鉛めっき鋼より線を抜き取り、試験した材料試験結果を表-4.8 および表-4.9 に示す。これによると、素線の引張荷重は規格値の 1.2 倍程度、より線の引張荷重は規格値の 1.3 倍程度であり、亜鉛付着量は規格値の 1.7～2.0 倍程度となっていることがわかる。

表-4.8 亜鉛めっき鋼より線の材料試験値

		引張荷重(1種)	外径	標準質量
より線 7 / 3.20	規格値	63.7 k N	(9.60) mm	(446) kg / km
	試験値	85.1	9.70	448

表-4.9 素線の材料試験値

		素線径		引張荷重	標準引張強さ	伸び	亜鉛付着量
素線 3.20	規格値		3.20 ± 0.08mm	9.90kN	(1230N/mm ²)	4.0%	230g/m ²
	試験 値	1	3.24	12.20	1480	5.5	417
		2	3.23	12.54	1530	4.5	399
		3	3.22	12.44	1530	5.5	459
		4	3.24	12.70	1540	5.5	457

4.5.2 鋼より線の定着

鋼より線の端部での定着は、一般的にワイヤグリップ(JIS B2809)を用いて行われている。同規格にはグリップとしての保持性能が定められているが、本工法においては、鋼より線の定着端部を2重巻きとし、2重巻きの重なり部分をワイヤグリップを用いて柱の4隅において、重ね継ぎを行い定着することとした。

柱下端部においては地中に埋設されることから、乾湿の繰返しによる腐食を避けるため地表から10cmの高さまでコンクリート(厚10cm)で根巻き補強することとした。

柱上端部においては、定着部全体が列車振動等の影響を受けて巻き立て方向と逆方向に回

転し緩むことが懸念されたため、セグメント端部とのすき間に固定金具を挿入し緩み防止対策とした。

柱上部のワイヤグリップによる端部定着状況および鋼より線緩み防止固定金具の取付状況を写真-4.5 に示す。

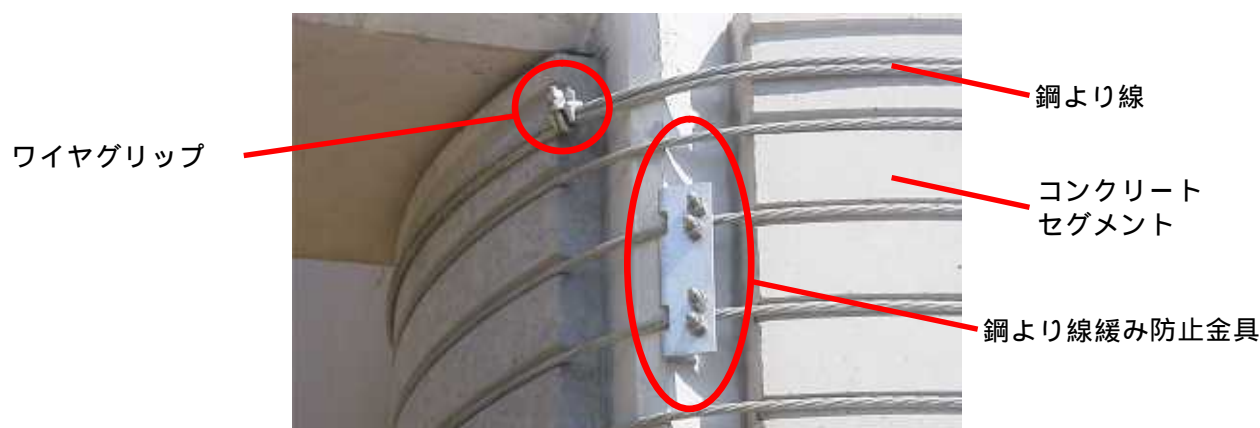


写真-4.5 ワイヤグリップによる端部定着および鋼より線緩み防止金具

4.5.3 鋼より線の継手

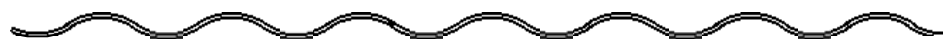
亜鉛めっき鋼より線の直線部の継手としては巻付グリップが一般的に用いられ、各電力会社において規格化⁶⁾されている。

本工法では、スパイラル状に曲げ加工した鋼より線相互をつなぐ必要があることから、電力会社で用いられている巻付グリップの規格を準用するとともに、直線用の巻付グリップを3点ローラーで押え、塑性変形を与えて曲げ加工した曲線用巻付グリップを新たに開発した。

図-4.18 に曲線用巻付グリップの製造方法を示す。

曲線用巻付グリップの静的引張強度については、電力会社規格の掌握力試験に定める試験方法に基づき図-4.19 に示すように、試験荷重を3分間保持させた時に各部に異常のないこと、荷重を除荷した時の標線距離の変化による滑り量が定められた値に適合するかを確認することにより行った。参考のため破断に至るまで引張力を加えたところ最大荷重は84.0kNで、母材の鋼より線で破断していることから、この継手は全強継手として使用できることを確認した。なお、この巻付グリップは人力で着脱が容易であり特別の器具も必要としない。鋼より線の曲線用巻付グリップを用いた鋼より線の継手部施工の手順を写真-4.6 に示す。

亜鉛めっき鋼線を螺旋状（より角度は 20～25°，螺旋内径は適用鋼より線の外径の約 80%）に加工する．



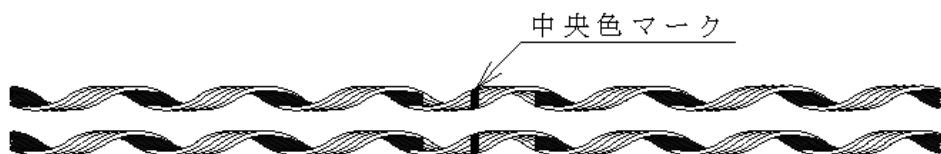
規定の本数 を束ね鋼線がばらけないよう鋼線相互を接着剤で密着させる．



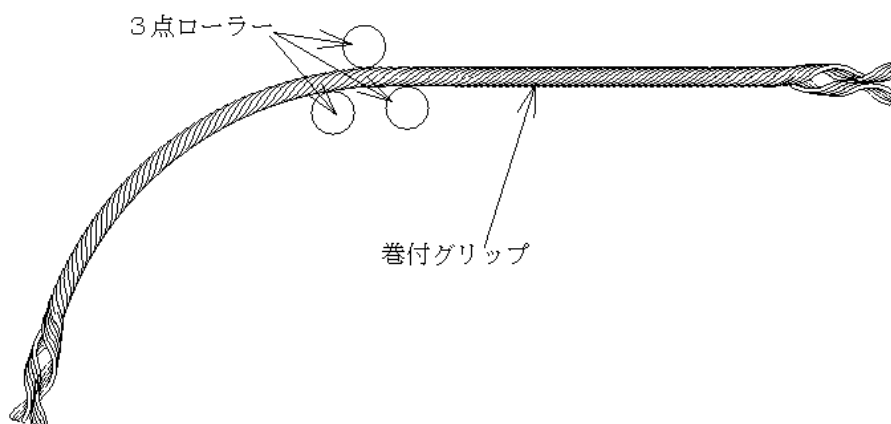
螺旋内面に摩擦増加材を塗布する．



全長 の中央を示す色マークを付ける．



グリップを仮巻付けし，3点ローラーで押えて，塑性変形を与えて曲げ加工する．（完成）



曲線用巻付グリップ寸法表

適用鋼より線		曲線用巻付グリップ	
種類(本/mm)	公称断面積(mm ²)	構成(素線径×本数)	全長 (mm)
7/2.30	30	2.48 × (5+5)	1000
7/3.20	55	2.70 × (6+6)	1300
7/4.00	90	2.80 × (7+7)	1500
7/4.50	110	3.45 × (6+6)	1900
7/5.00	135	3.45 × (7+7)	2000

図 - 4.18 曲線用巻付グリップの製造方法

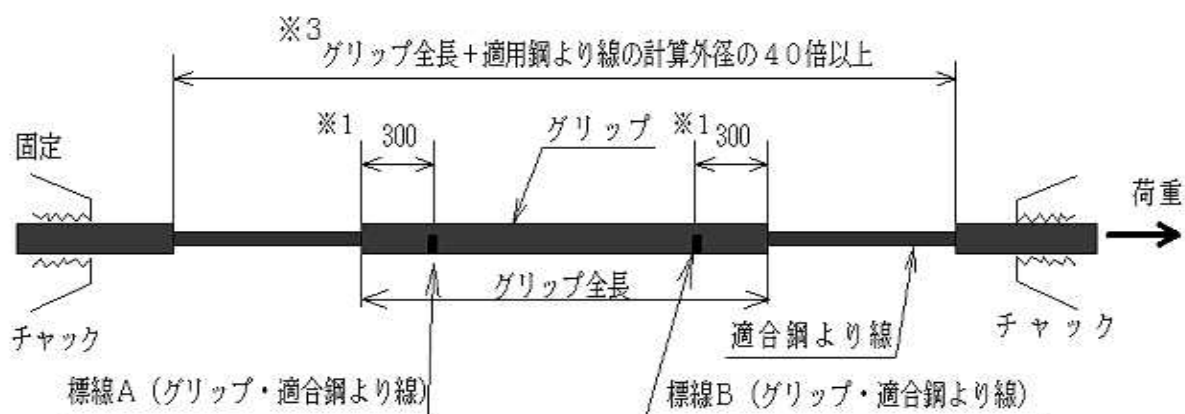


図-4.19 掌握力試験



- 左上：曲げ加工した曲線用巻付グリップ
(わかりやすいように赤白の塗色を施してある)
- 右上：鋼より線の突合せが容易なように端部どうしを
さや管で繋ぐ
- 左下：さや管位置が中央になるように、2つのグリップを
交互に鋼より線に巻き付ける

写真-4.6 鋼より線継手部の施工手順

4.6 鋼より線の初期緊張力

鋼より線がセグメントと一体となって既設 RC 柱に対する拘束効果を効果的に発揮するためには、鋼より線の巻き立て施工時に、緩みがあってはならない。そのため本工法では、鋼より線施工時に適切な初期緊張力を与えることとし、その大きさについて検討を加えた。

4.6.1 コンクリートセグメントと鋼より線との摩擦力

一般的に綱を杭に巻いて引き止めるような場合，綱と杭との間には摩擦力が働くため，引張力に対して引止め力は摩擦力の分だけ小さくて良いことになる．

図-4.19 のように，円形断面を持つ杭の一部に綱を引掛けて引く場合のことを考えてみる．綱が杭に接し始める点を A，接し終わる点を B とする．杭の断面の中心を O，A 点および B 点の綱の張力を T ，綱の AB 部が杭から受ける垂直抗力を dN ， $AOB = d\theta$ とすると，力の釣り合いから

$$dN = T \cdot d$$

次に，B 点に働く引張力を少しずつ緩めて，張力が T' になった時，綱が滑り始めたとすれば，綱と杭との間の摩擦係数を μ とすれば，

$$T - T' = \mu \cdot dN \quad (\text{式 4.5})$$

$T - T'$ が小さいとき， $T - T' = dT$ とすると

$$dT = \mu \cdot dN = \mu \cdot T \cdot d\theta$$

両辺を T で割ると

$$\frac{dT}{T} = \mu \cdot d\theta \quad (\text{式 4.6})$$

となり，張力の差 dT が $d\theta$ の増加とともに大きくなっていくことがわかる．

綱が杭を一周し， θ が 0 から 2π まで変化し，それによって T は T_1 から T_2 に変化したとすると，式 4.6 を積分して，

$$\int_{T_1}^{T_2} \frac{dT}{T} = \mu \int_0^{2\pi} d\theta = 2\pi\mu$$

となり，これを計算して

$$\ln\left(\frac{T_2}{T_1}\right) = 2\pi\mu$$

$$\frac{T_2}{T_1} = \exp(2\pi\mu) \quad (\text{式 4.7})$$

となる．すなわち，綱を杭に一巻きすると，張力は式 4.7 の右辺で与えられる比だけ変化することがわかる．例えば，綱と杭との摩擦係数を 0.5 とした場合は，

$$\exp(2\pi\mu) = \exp(3.14) = 23$$

となり，綱を杭に一巻きすると，張力は 1/23 に減少することがわかる⁷⁾．

本工法では，コンクリートセグメントの外側に鋼より線を巻き立てることから，セグメントと鋼より線とを密着させ緩みのないよう巻き付ける場合の緊張力の大きさを決定する必要がある．そのため，室内実験および現地巻付け緊張力試験を行い適切な緊張力を確認した．

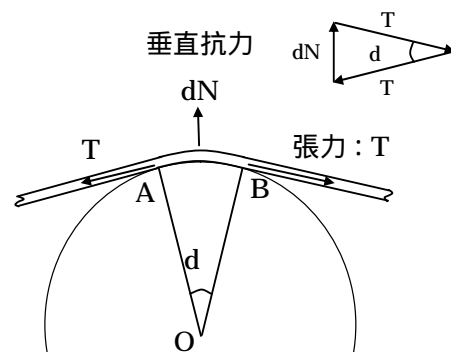


図-4.19 杭に巻いた綱にかかる力

(式 4.4)

(式 4.5)

(式 4.6)

(式 4.7)

(1) 室内実験

室内実験装置を図-4.20 に示す．実験方法は実物大のセグメント（ $W=600, 700\text{mm}$ ）の表面に密着させた鋼より線（ 9.6mm ）を，片側固定片側載荷実験装置で載荷しその後除荷した．載荷および除荷は固定側緊張力が $10\text{kgf}(98\text{N})$ ずつ増減するよう，載荷側に緊張力を加えそれぞれの大きさを測定した．

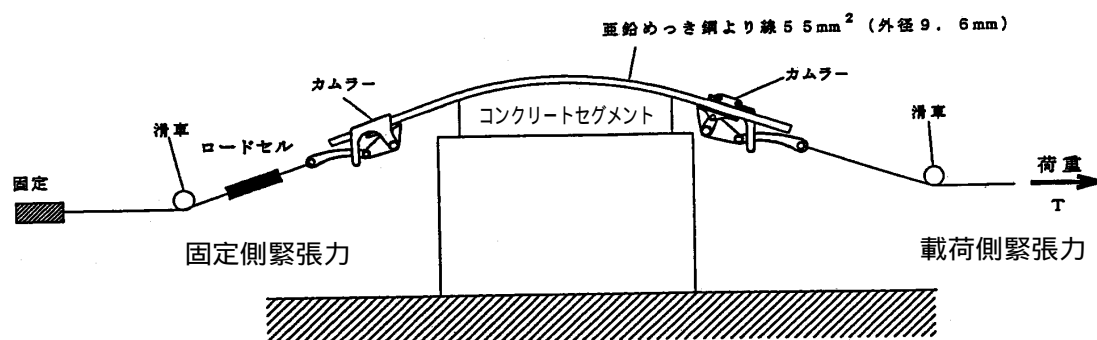


図-4.20 室内実験装置



写真-4.7 室内実験装置

実験結果を図-4.21 に示す．載荷時のグラフは「載荷側緊張力 = 固定側緊張力 + 摩擦力」の比例関係を示す 1 次直線となっている．除荷時は「載荷側緊張力 = 固定側緊張力 - 摩擦力」の関係を保持しつつ緊張力低下を示したが，セグメント（幅=600mm）では載荷側緊張力 440N ，固定側緊張力 686N ，セグメント（幅=700mm）では載荷側緊張力 600N ，固定側緊張力 784N で均衡状態となり停止した．均衡状態の載荷側緊張力と固定側緊張力の差 $184 \sim 246\text{N}$ が鋼より線とセグメントとの間の摩擦力と考えられる．この結果から，密着状態になる限界摩擦力は 250N 程度と考えられ，鋼より線とセグメントが密着した状態になるためには，載荷時に載荷側緊張力として 790N 程度載荷すれば良いと判断できる．

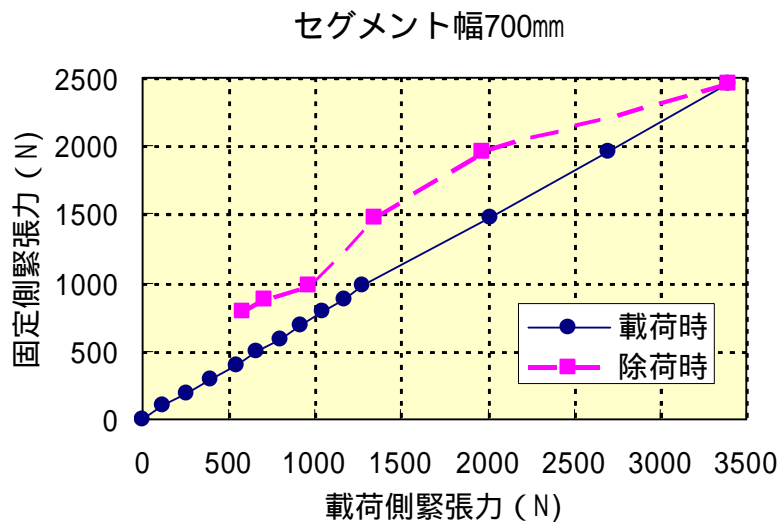
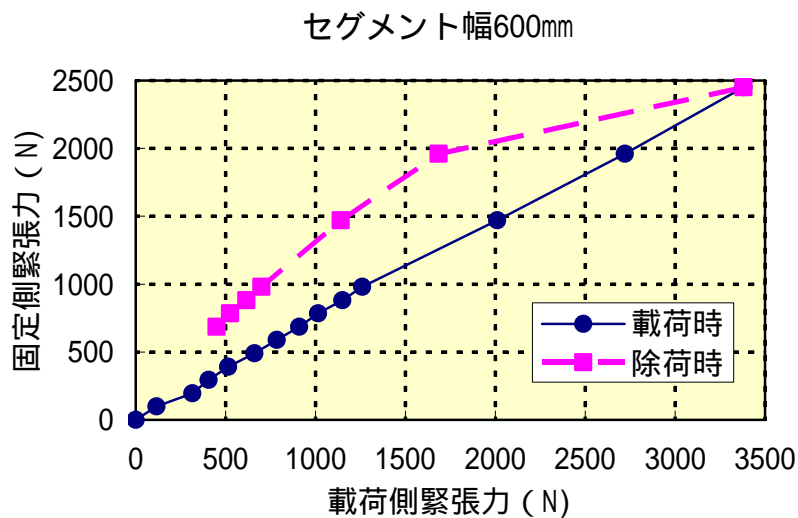


図-4.21 載荷側 - 固定側緊張力関係

(2) 現地巻付け緊張力試験

現地巻付け試験方法を図-4.22 に示す．試験方法は現場施工時における実際の緊張方法と同様に，柱の対角方向に載荷側緊張力(W1)を与え，1面摩擦状態および2面摩擦状態における鋼より線の固定側緊張力(W2,W3)を測定した．いずれも初期荷重を500N 載荷し緩みをとるとともに対角方向に荷重を増加させながら，現場の簡易足場を反力台とした場合の最大緊張力(W1)の2500N まで載荷した後，除荷した．

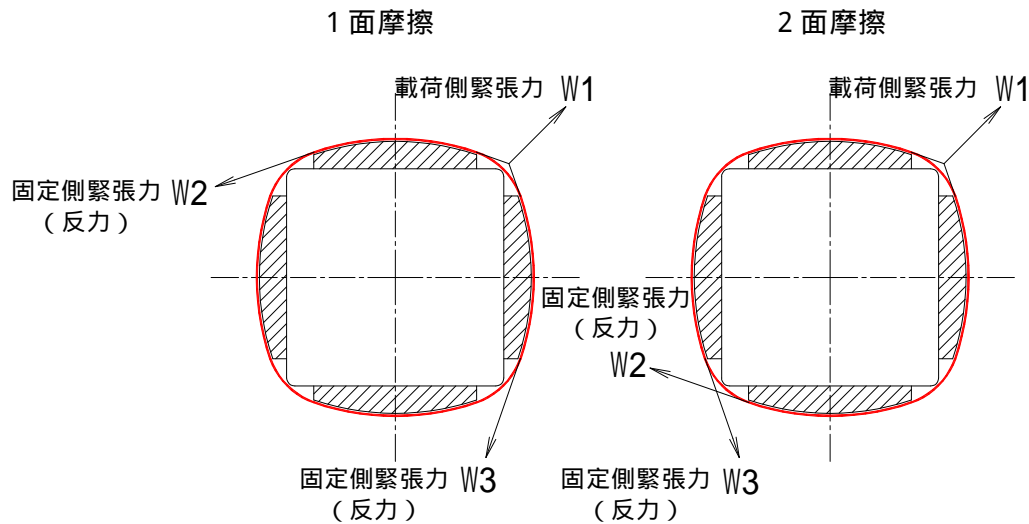


図-4.22 現場巻付け緊張力試験図

計測結果を図-4.23に示す。1面摩擦試験では $W2$ 、 $W3$ いずれも載荷後の除荷において初期値まで緊張力が戻っている。この結果は前述の室内試験結果と異なっており、その原因は柱対角方向に緊張した場合、鋼より線が一部セグメントから離れた状態になりセグメント表面に完全に密着した状態にならなかったためと考えられる。しかし、2面摩擦試験では載荷時1500Nまでは $W1$ 荷重に対して $W2$ 、 $W3$ 荷重も追従して上昇しているが、それ以上の荷重では $W2$ 、 $W3$ 荷重はほぼ横ばい状態で、2500N載荷後の除荷時でも1200～1300N程度の緊張力を保持した状態で推移している。

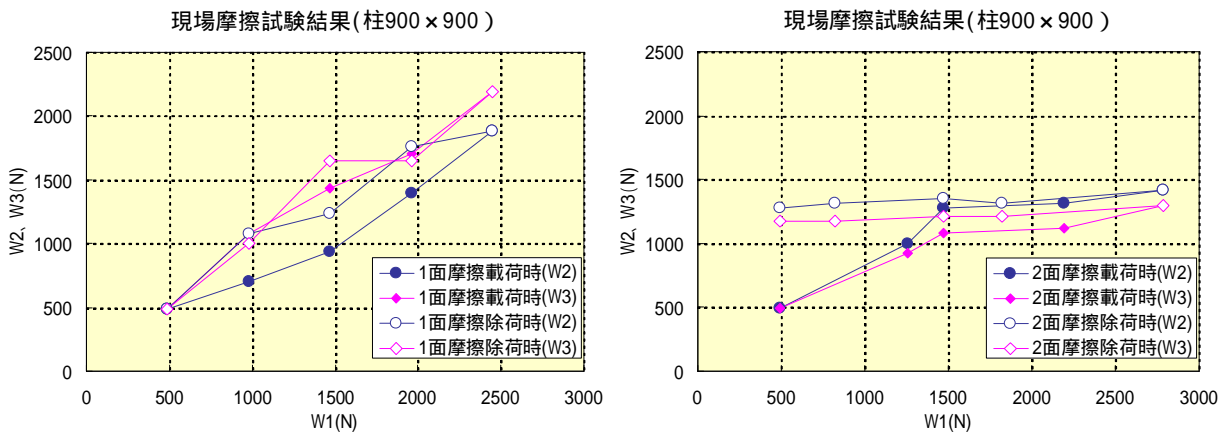


図-4.23 現場巻付け緊張力試験結果

これらの実験結果から，鋼より線がセグメントに密着するためには，
室内試験結果からは，鋼より線に 790N 程度の緊張力を導入する必要がある．
鋼より線がセグメントに密着する限界の摩擦力は，250N 程度である．
現場巻付け緊張試験からは，柱対角方向には 1500N 程度の緊張力が必要である．
以上のことから，現場における施工管理としては，鋼より線緊張力は柱対角方向には 1500N 以上の緊張力を導入し，鋼より線には 1200～1300N 以上の緊張力を確保するようにすれば良い．
ことなどが明らかとなった．

亜鉛めっきの耐食性は、環境によって大きく異なり、硫黄酸化物、窒素酸化物等の大気汚染物質や海塩粒子などの影響を強く受ける。これらのうち硫黄酸化物などは1968年に大気汚染防止法が制定されて以来大きく減少している。硫黄酸化物濃度は1968年をピークに大幅に減少し、これと対応する形で溶融亜鉛めっきの腐食速度も減少している。例えば、川崎市内における同一地点での測定結果では、昭和62年～平成元年の亜鉛めっきの平均腐食速度は昭和39年～昭和44年の平均腐食速度の約1/4に減少している。

(社)日本溶融亜鉛鍍金協会で実施している直近の平成4年(1992年)から10年間の長期大気暴露試験から得られた腐食速度のデータ⁸⁾は、現在の各腐食環境に最もよく対応した値であると考えられ、種々の腐食環境における亜鉛めっき製品の耐用年数を推定する際に大いに活用できるものである。ここでは、同協会が全国で実施した溶融亜鉛めっきおよび溶融亜鉛-アルミニウム合金めっきの長期大気暴露試験結果を参考に亜鉛めっき鋼より線の耐食性について取りまとめる。

・大気暴露試験に供した試験片 ; 溶融亜鉛めっき,
亜鉛-5%アルミニウム合金めっき,
55%アルミニウム-亜鉛合金めっき

- ・海岸地域（福井）：日本海の海岸から 70m，140m，210m の各地点で，海塩粒子の影響を大きく受ける海岸地域
- ・田園地域（奈良）：一般道より入った畑地で背後に山が迫っており大気汚染の極めて少ない田園地域
- ・都市工業地域（横浜）：周辺部には工場が点在している住工混在の都市工業地域

115

(調査項目)

- ・ 腐食減量の測定；暴露試験片を，50～60℃ に加温した 10% 塩化アンモニウム水溶液に浸漬し，ナイロンブラシで腐食生成物を除去した後，湯洗乾燥して秤量した．試験後質量と試験前質量との差から，次の式により腐食減量を算出する．

$$\frac{\text{暴露前試験片質量 (g)} - \text{暴露後試験片質量 (g)}}{\text{試験片表面積 (cm}^2\text{)} \times \text{暴露期間}} \times 10^4 = \text{腐食減量 (g/m}^2 \cdot \text{年)}$$

- ・ 推定耐用年数の算出；腐食減量の測定結果から，めっき皮膜の推定耐用年数を算出する

$$\frac{\text{めっき付着量 (g/m}^2\text{)} \times 0.9}{\text{年間平均腐食減量 (g/m}^2 \cdot \text{年)}} = \text{推定耐用年数 (年)}$$

めっき付着量が 90% になった時点で鉄素地から錆が発生すると仮定した
(JIS H8641 溶融亜鉛めっき解説)

表-4.10 および図-4.24 に腐食減量の測定結果を示す．海岸地域である福井において海岸からの距離別に比較すると，海岸から近いほど腐食減量が大きく海塩粒子の影響を受けているものと判断できる．田園地帯に属する奈良では，他の地域に比べて腐食減量は小さく，都市工業地域に属する横浜の約 1/2 となっている．横浜では昭和 40 年代の腐食減量（約 40g/m²・年）から比較すると 1/5 程度に大幅に減少しており，これは大気汚染に対する公害規制が有効に機能し，硫黄酸化物等の大気汚染物質が減少したためと考えられる．

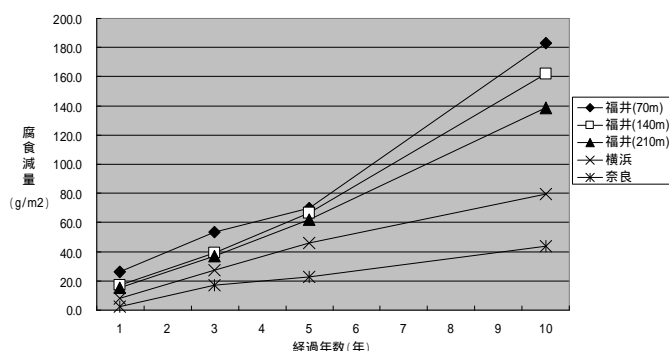


図-4.24 腐食減量の経年変化

表-4.10 腐食減量⁵⁾

試験場所	各期間での全腐食減量 (g/m ²)			
	1 年	3 年	5 年	10 年
福井 (70m)	26.3	53.6	69.9	182.9
福井 (140m)	16.8	39.0	66.6	162.1
福井 (210m)	15.3	36.9	61.8	138.6
奈良	2.5	17.0	22.6	43.9
横浜	8.1	27.0	46.3	79.7

表-4.11 大気暴露試験 10 年経過後の腐食速度から算出した推定耐用年数⁴⁾

試験場所	腐食速度 (g/m ² ・年)	推定耐用 年数
福井 (70m)	18.3	22
福井 (140m)	16.2	25
福井 (210m)	13.9	29
奈良	4.4	91
横浜	8.0	50

10 年間の大気暴露試験の腐食減量測定結果から算出した推定耐用年数を表-4.11 に示す。本工法で用いている亜鉛めっき鋼より線の亜鉛付着量は、表-4.9 から約 400 g/m^2 以上と考えられるので、亜鉛めっきの耐用年数は、海岸地域で約 20～30 年、田園地域で約 90 年、都市工業地域で約 50 年と推定できる。

また同協会では、海岸地域のような激しい腐食環境における溶融亜鉛 - アルミニウム合金めっきについて、付着量 350 g/m^2 の ZN-5%Al 合金めっきの場合で推定耐用年数は 30～50 年、付着量 350 g/m^2 の 55%Al-ZN 合金めっきの場合で推定耐用年数は 260～450 年としている。

鋼より線はセグメント表面と接していることから、隙間腐食とコンクリートのアルカリ性に対する耐食性についても検討を行った。

隙間腐食は、金属材料が同種または異種の金属、あるいは非金属材料と接し、それらの間に僅かな隙間がある場合、その部分で腐食が発生する現象で、フランジなどのガスケット部にしばしば起こる⁹⁾。しかし、亜鉛めっき鋼より線で隙間腐食が生じたとする報告はない。これは、亜鉛めっき鋼より線の表面に生じた酸化亜鉛等の腐食生成物が内部を保護する働きをするためである。鋼より線とセグメントとの間に水分が溜まる可能性もあるが、外部露出しているので蒸発等で長期にわたるものではないと考えられる。なお、塩化物や硫酸化物を含んだ埃が溜まるような場合、表面に腐食生成物が生じる期間は埃がない場合に比べて早くなると考えられるが、腐食生成物は内部を保護するのでそれ以上の腐食速度は遅くなり、隙間腐食は生じないと考えられる。

セグメント表面のコンクリートは、短時間の間に中性化することから、鋼より線は必ずしもアルカリ性のコンクリートと接しているものではない。コンクリート中に埋めた亜鉛被覆鉄筋の耐食性に関する既往の研究では、例えば 3 年 6 ヶ月の暴露結果が示されている¹⁰⁾。空气中に露出した部分、コンクリートに 1～2cm 入った部分、コンクリートに 2cm 入った部分の 3 つに分けて観察し、いずれの場合も錆の進行は認められないという結果が得られている。

以上の結果から、鋼より線がセグメントに接していることによる腐食の可能性については、低いものと考えられる。

4.8 まとめ

コンクリートセグメントは、鋼より線の横拘束効果を柱側面により確実に伝えたとともに、地震時に柱側面に生じる損傷状況をセグメント表面に伝播させセグメント表面のひび割れ等を目視観察することで既設柱に生じている損傷の有無や程度を容易に点検できるようにする役割を果たすものである。

既設柱への拘束効果は、補強後の柱断面形状が円形になるような形状のセグメントを用いた場合に最も大きく期待できるが、円形セグメントはその体積が大きく、経済性、施工性、高架下利用性などの観点からは不利なものとなる。セグメントの円弧部半径が大きくなる程拘束比は小さくなるが、交番載荷試験結果から、セグメント形状の差が変形性能に与える影響は小さいいずれも鋼板巻立て補強工法と同等以上であることから、経済性、施工性、ひび割れ視認性をも考慮した実用上の観点からは、扁平セグメントを用いた補強方法で十分であ

ると考えられる。

セグメントの拘束効果を効率よく発揮するためには、終局時においてセグメントが支圧破壊や細ブロック化することなく鋼より線の円周方向引張力を既設柱に伝達できることが重要である。経済性や施工性を追及して、扁平セグメントの曲率半径を大きくしたりセグメント端部厚さを小さくしてセグメント厚さを薄くすると、鋼より線の支圧力により、セグメントが支圧破壊する可能性が増してくる。

本章では、セグメントの円弧部半径や端部厚さを変えたセグメントの非線形有限要素解析を行うとともに、実物大模型を作製し支圧試験を行うことにより、合理的なセグメント形状について考察を加えた。本検討の範囲内ではあるが、以下のことが明らかとなった。

直方体モデルによる予備解析および支圧強度試験の結果、解析モデルのメッシュの大きさが 10mm 程度であればひずみ分布は比較的滑らであり、支圧強度試験の結果を適切に評価できる。

予備解析結果から、支圧分布は概ね 45° に分布していることが確認できる。

交番載荷試験に用いたコンクリートセグメントの支圧強度解析の結果、脆性的な破壊挙動を示した直方体モデルの支圧強度試験とは異なり、荷重 - 変位関係はじん性のある挙動を示した。これは、支圧破壊領域がセグメント端部から徐々に進展していくためと考えられる。

交番載荷試験に用いたコンクリートセグメントの支圧強度解析では、終局時において、円形セグメントは支圧破壊しない状態であるのに対し、扁平セグメントは端部に支圧破壊が部分的に発生しているがセグメント全体には広がっていない状態である。解析結果から、経済性や施工性を勘案すると扁平セグメントは十分に実用的である。

円弧部半径や端部厚さを変えた実物大模型実験結果から、端部厚さが 80mm の円形セグメント以外のすべてのセグメントにおいて、セグメント端部の角欠けが発生した。さらなる施工性や経済性を追求する場合、セグメント端部の角欠け対策を検討する必要がある。

実物大模型実験結果から、最大鉛直荷重はセグメントの端部厚さが小さくなる程小さくなり、セグメント円弧部半径が大きくなる程小さくなる傾向が確認できた。

また、荷重 - 変位曲線の傾きは、円形セグメントシリーズ、扁平セグメントシリーズ、扁平セグメントシリーズの順で、小さくなる傾向が確認できた。これは、支圧破壊が小さい荷重段階で生じ早く進展しているためと考えられる。

鋼より線が降伏ひずみに達する前にセグメント端部が支圧破壊する箇所は、円形セグメントシリーズ、扁平セグメントシリーズ、扁平セグメントシリーズの順に多くなり扁平セグメントシリーズでは全ての端部が支圧破壊した。

棒部材の設計せん断耐力の算定に用いるせん断補強鋼材の設計引張降伏強度の上限値 800N/mm^2 に対応する鋼より線のひずみ 4400μ を指標とした場合、鋼より線ひずみが 4400μ 以下で支圧破壊する箇所は、端部厚さが 40mm で拘束比が 0.62 の扁平セグメントの場合全 8 箇所中 1 箇所のみである。したがって、端部厚さが 40mm で拘束比が 0.62 の扁平セグメントは、実用上ほぼ妥当な形状と端部厚さを有していると判断できる。

高架下利用を行っているような場合、耐震補強の実施に伴ない補強後の柱寸法がいたずらに大きくなることは好ましくない。活用スペースに与える影響をできるだけ小さくするた

めに、端部厚さ 25mm のセグメントについて、端部支圧破壊しないような対策を講じたうえ、耐震性能等を実験的に確認することが望ましい。

鋼より線のひずみ分布は、鋼より線単独部に対し、セグメント上でほぼ一定に低減されるとともに、セグメント上で多少の乱れがあるものの、アンボンド効果で分散している傾向が確認できた。

本工法においては、施工性の観点から人力施工を基本とし運搬重量を概ね 60kg 以下とすることとしたため、鋼より線の継手や定着において独自の対応を行うことが必要となった。

亜鉛めっき鋼より線の材料特性や独自に開発した鋼より線の継手や定着について検討を行った。鋼より線は、コンクリートセグメントの外周にアンボンドの状態で巻き立てて使用しているため、常に外気や風雨に曝されている。このことから、鋼より線の耐食性について検証することとし、既往の研究成果を取りまとめ以下のことが明らかとなった。

亜鉛めっき鋼より線の抜き取り試験の結果、規格値に対して、素線の引張荷重は 1.2 倍程度、より線の引張荷重は 1.3 倍程度、亜鉛付着量は 1.7～2.0 倍程度であった。

鋼より線の定着については、電気分野で一般的に使用されているワイヤグリップを用いることで十分であるが、巻き立て方向と逆方向に回転し緩むことの防止対策として、セグメント端部のすき間に緩み防止固定金具を挿入する構造とした。

鋼より線の継手については、直線用の巻付グリップに塑性変形を与えて曲げ加工した曲線用巻付グリップを新たに開発した。曲線用巻付グリップの静的引張強度については、電力会社規格の掌握力試験に定める試験方法に基づき、滑り量が定められた値に適合することを確認するとともに、この継手が全強継手として使用できることを確認した。なお、この巻付グリップは着脱が容易であり特別の器具も必要とせず、施工性に富むものである。

コンクリートセグメントと鋼より線の間の摩擦力や施工時の初期緊張力の大きさについて、実物のセグメントを用いた室内実験や施工現場における緊張力試験により確認した。摩擦力の大きさとしては 250N 程度と考えられ、鋼より線とセグメントが密着した状態になるためには、載荷時に載荷側緊張力として 790N 程度載荷すれば良いと判断できる。現場における施工管理としては、柱対角方向には 1500N 以上の緊張力を導入することで、鋼より線には 1200～1300N 以上の緊張力を確保するようにすれば良いことが確認できた。

亜鉛めっきの耐食性は、環境によって大きく異なり、硫黄酸化物、窒素酸化物等の大気汚染物質や海塩粒子などの影響を強く受ける。これらのうち硫黄酸化物濃度は 1968 年の大気汚染防止法制定をピークに大幅に減少し、これと対応する形で溶融亜鉛めっきの腐食速度も減少している。

(社)日本溶融亜鉛鍍金協会が実施している直近の平成 4 年(1992 年)から 10 年間の長期大気暴露試験から得られた腐食速度のデータは、現在の各腐食環境に最もよく対応した値であると考えられる。亜鉛めっき鋼より線の耐食性については、亜鉛めっき鋼より線の平均亜鉛付着量を約 400 g/m²とした場合の耐用年数は、海岸地域で約 20～30 年、田園地域で約 90 年、都市工業地域で約 50 年と推定できる。

鋼より線がセグメントに接して巻き立てられていることにより、隙間腐食やコンクリートのアルカリ性による腐食が生じる可能性は低いものと考えられる。

【第4章の参考文献】

- 1) M.J.N.Priestley ,F.Seible ,G.M.Calvi著 ,川島一彦監訳:橋梁の耐震設計と耐震補強 ,pp.409 , 1998年 , 技報堂出版
- 2) 運輸省鉄道局監修 , 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物) , 丸善 , 1992.10.
- 3) 松田好史 , 中村敏晴 , 柴田輝和 , 北後征雄 , 宮川豊章:アンボンド横拘束筋を用いた耐震補強柱の挙動に関する研究 , コンクリート構造物の補修 , 補強 , アップグレードシンポジウム論文報告集 , 第4巻 , p.417 ~ p.424 , 2004.10
- 4) 松田好史 , 中村敏晴 , 宮川豊章:コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設RC柱の耐震補強 , 土木学会論文報告集 , No.763 / -63 , p.185-p.203 , 2004.6
- 5) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物) , 2004.4
- 6) 例えば , 東京電力株式会社:電気機器材料標準仕様書 , 6E-69巻付グリップ
- 7) 近角聡信著:日常の物理辞典 , 東京堂出版
- 8) 米田哲也 , 高野嘉彦:溶融亜鉛めっきおよび溶融亜鉛 - アルミニウム合金めっきの長期大気暴露試験 , 第7回溶融亜鉛めっき技術研究発表会講演要旨集 , (社)日本溶融亜鉛鍍金協会 , pp.41 ~ 48 , 平成14年10月
- 9) 日根文男著:腐食工学の概要 , 化学同人
- 10) 西忠雄 , 山本康弘:亜鉛またはアルミニウムをコートした鉄筋のコンクリートとの付着強度および耐蝕性に関する研究 - その ・ 暴露試験結果 - , 日本建築学会論文報告集第158号 , pp.1 ~ 4 , 昭和44年4月

第5章 コンクリートセグメントと鋼より線との相対挙動に関する研究

5.1 はじめに

コンクリートセグメントと鋼より線で巻き立て補強された RC 柱は，良好な曲げ変形性能を示すことが実験的に明らかになった．RC 巻立て補強工法や鋼板巻立て補強工法では最大荷重以降において帯鉄筋や鋼板が軸方向鉄筋の座屈の影響による局部曲げに抵抗しきれずに終局に至るのに対し，本工法で補強された RC 柱においては，軸方向鉄筋の変形に応じた拘束効果が鋼より線の円周方向引張力としてコンクリートセグメントを介して軸方向鉄筋や内部コンクリートに伝達され，鉄筋の座屈防止や内部コンクリートの強度増加に有効に寄与しているためと考えられる．また，コンクリートセグメントを拘束する鋼より線は，セグメントとの間において，摩擦力は作用するものの付着のないアンボンドの状態にあるため，付着のあるボンドの状態のように鋼より線に生じるひずみがひび割れ箇所において局部的に大きくなるのではなく，鋼より線全体にわたって分散すると考えられる．したがって，大きな変形下においても鋼より線の拘束効果が効果的に作用することとなるので，鋼より線がアンボンド状態であることも変形性能の増加に寄与していると考えられる．

セグメントの外周に巻き立てる鋼より線には，施工時の緩みを取り除く程度の緊張力（1kN 程度）を導入しセグメントと密着させ，より一層の拘束力を期待することとしているが，鋼より線は常に外気に接しており，温度変化により伸縮することが想定されるため，場合によっては施工時に導入した緊張力が開放され期待通りの拘束効果が得られないことが懸念される．

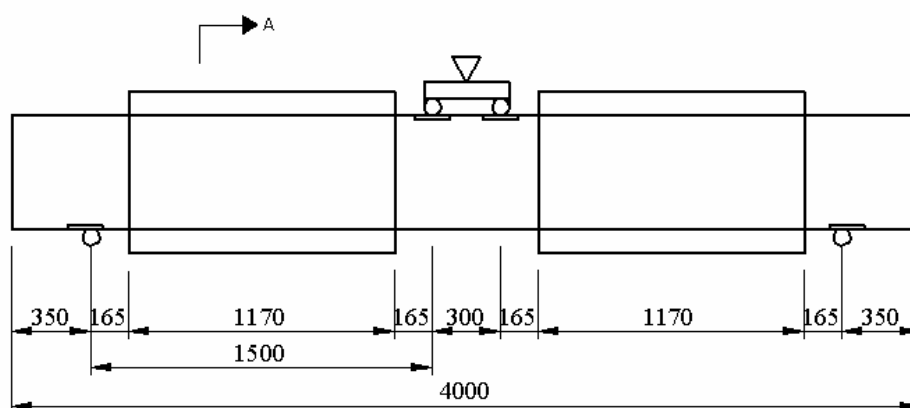
温度変化に伴う鋼より線の日変動や季節変動による伸縮量を把握し鋼より線の施工時緊張力管理に反映させることを目的として，施工現場において，セグメントや鋼より線にひずみゲージや熱電対を取り付け，鋼より線の温度変化に伴う挙動を明らかにすることとした．

第5章では，アンボンドの状態にある鋼より線の挙動を明らかにするため，鋼より線がアンボンドの状態とボンドの状態のはり試験体を作製し静的載荷試験を行うとともに，はり試験体の非線形有限要素解析を行い，鋼より線の付着性状の差異が変形性能等に与える影響を把握することとした．また，鋼より線の温度変化に伴う伸縮について有限要素解析¹⁾を行うとともに，約1年間を通じて得られた鋼より線の伸縮について分析し，適正な施工時緊張力を明らかにした．

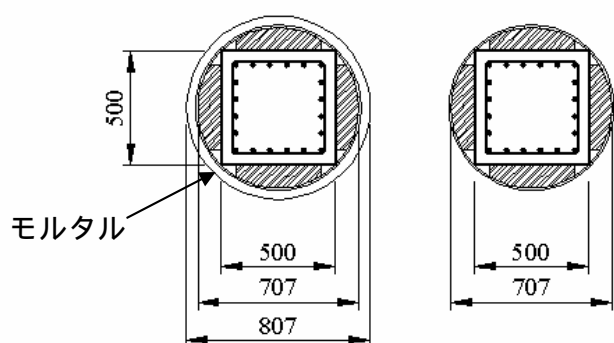
5.2 鋼より線のアンボンド効果に関する実験的検討

5.2.1 試験体の諸元および使用材料

試験体を図-5.1 および表-5.1 に示す．試験体は，図-5.1 に示すように，中央の載荷部の左右に，第3章の交番載荷試験で用いた柱試験体 AP-2 のく軀部分を配置したもので，長さ4m のはり試験体である．ボンド試験体は円形セグメント外周に 50mm のモルタルを打設し鋼より線をボンドの状態にしたもので，アンボンド試験体は鋼より線がアンボンドの状態のものである．表-5.1 に示す試験体は，各1体ずつ作製した．



(a) 一般図

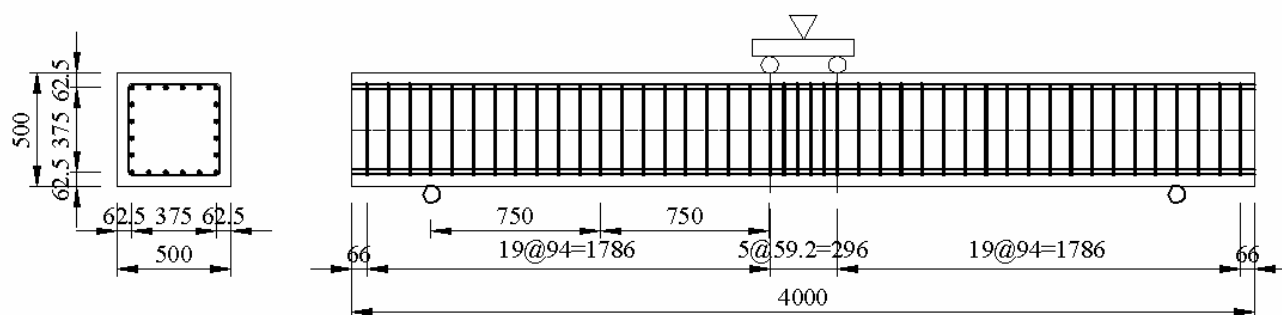


鋼より線外周を $t=50\text{mm}$ の
モルタルで被覆
鋼より線はボンドの状態

アンボンド試験体
鋼より線はアンボンドの
状態

(b) A-A 断面図

図-5.1 試験体形状図 (単位:mm)



支点および加力部は鋼板で補強
主鉄筋ははり端部に設置した鋼板に定着

主筋 D22 20 本 (SD295)
帯鉄筋 6 (SR235)
帯鉄筋 D13 (SD295) 中央補強区間 6 本

補強前試験体配筋図

図-5.2 試験体詳細図 (単位:mm)

表-5.1 試験体の種類

試験体	躯体	補 強	鋼より線 付着状況	備 考
アンボンド 試験体	50cm×50cm 長さ 400cm コンクリート $f'_{ck}=21\text{N/mm}^2$ 主鉄筋：D22 20 本 帯鉄筋： 6@94mm (SR235)	円形セグメント $f'_{ck} 40\text{N/mm}^2$ 鋼より線 9.6mm@100 2号(a)1種A級	アンボンド	
ボンド 試験体			ボンド	鋼より線外周を $t=50\text{mm}$ のモルタル (セグメントと 同等強度)で被覆

補強対象とする既設柱は、第3章で用いた試験体 N-1 で、耐震設計指針（昭和54年）以前の基準に基づいて設計された、RC ラーメン高架橋の柱（断面寸法 80cm×80cm）の断面寸法を 5/8（断面寸法 50cm×50cm）に縮小したものである。図-5.2 に示す補強前試験体は中央の載荷部の左右に試験 N-1 を配置したもので、主鉄筋 D22(SD295)20 本と帯鉄筋 6@94mm を配置し、補強されない場合にはせん断破壊するものである。（第3章試験体 N-1 の実験結果：破壊形式はせん断破壊、降伏荷重 286kN、降伏変位 9.2mm、最大荷重 353kN、終局変位 23mm）なお、純曲げ区間においては圧縮側の軸方向鉄筋が座屈破壊しないよう、帯鉄筋を密に配置して補強を行った。

表-5.2 に使用材料試験結果を示す。

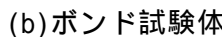
表-5.2 使用材料試験結果

材料名		仕様	試験体	材料試験結果			
				降伏強度 (N/mm^2)	降伏 ひずみ (μ)	弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
軸方向 鉄筋		D22 SD295A	アンボンド ボンド	339	1928	1.76×10^5	501
帯鉄筋		6 SR235	アンボンド ボンド	299	3582	1.89×10^5	482
		D13 SD295A	アンボンド ボンド	374	2002	1.87×10^5	530
亜鉛めっき 鋼より線 (2号1種)		10.5	アンボンド ボンド	1044	7800	1.80×10^5	1481
				圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	備考
コンクリート	$f'_{ck} 21\text{N/mm}^2$	アンボンド		27.9	2.75	2.90×10^4	実験日の 材料試験 による
	Gmax 13mm	ボンド		28.0	2.59	2.64×10^4	
モルタル	$f'_{ck} 40\text{N/mm}^2$	ボンド		49.7	3.70	2.96×10^4	
コンクリート セグメント	$f'_{ck} 40\text{N/mm}^2$	アンボンド		47.4	3.53	3.15×10^4	
	Gmax 20mm	ボンド		48.4	3.47	3.14×10^4	

鋼より線、 6 帯鉄筋の降伏強度は 0.2%耐力

載荷は中央 2 点載荷とし、荷重または変位を単調に増加するパターンとした。試験体を回転支承上に配置しはり中央部の上部から油圧ジャッキを用いて下方向に載荷した。主鉄筋が降伏するまでは荷重制御（20kN 毎に変位，ひずみ測定）で行い，降伏確認後は降伏変位 y の整数倍毎に変位，ひずみ測定，ひび割れ調査を実施した。

図-5.4～図-5.7 に試験体の鋼より線，帯鉄筋，主鉄筋のひずみ測定位置および変位測定位置を示す。



124

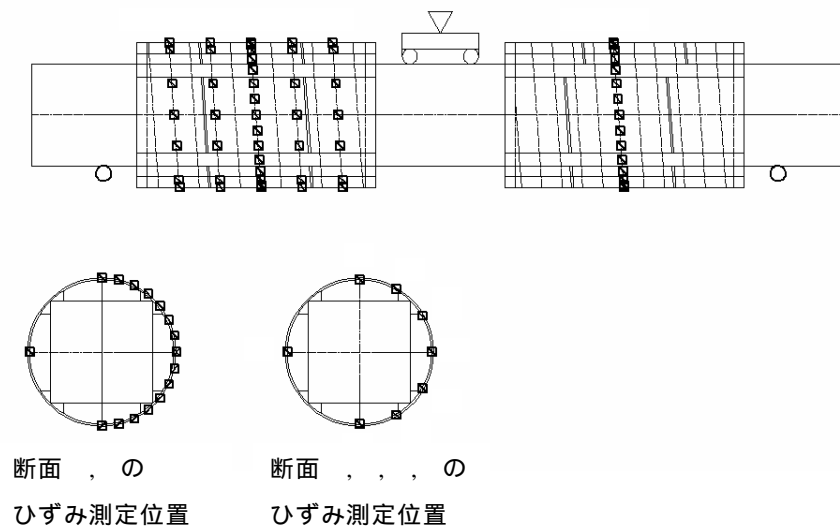


図-5.4 鋼より線ひずみ測定位置

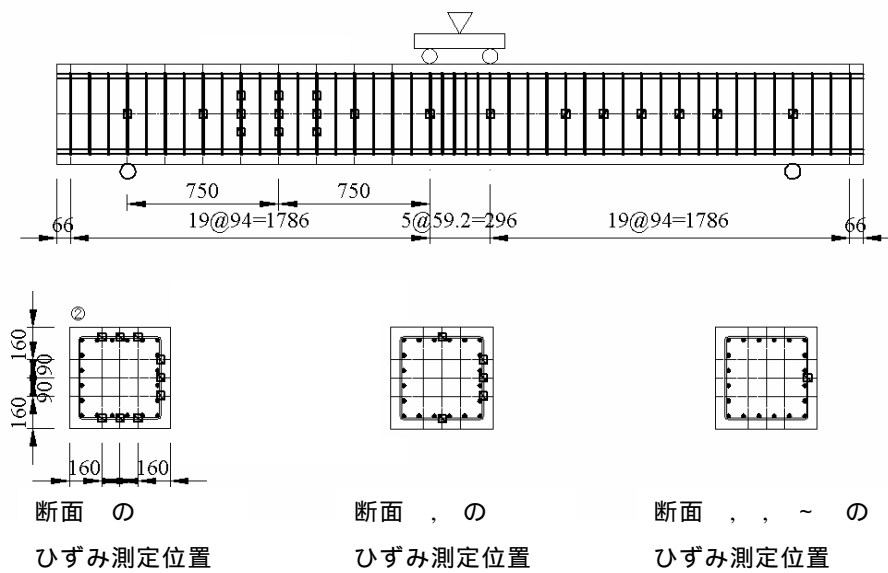


図-5.5 帯鉄筋ひずみ測定位置 (単位: mm)

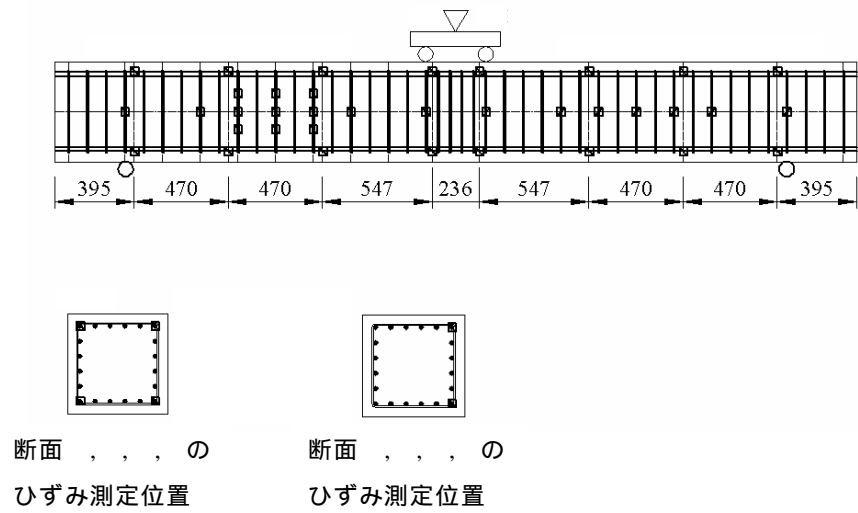


図-5.6 主鉄筋ひずみ測定位置

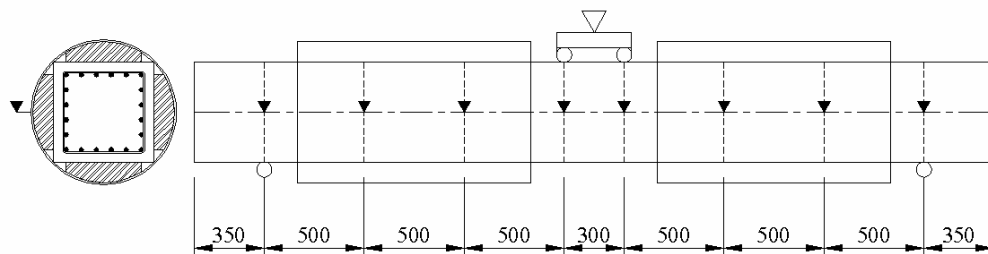


図-5.7 変位測定位置 (単位：mm)

5.2.3 実験結果と考察

(1) 破壊状況

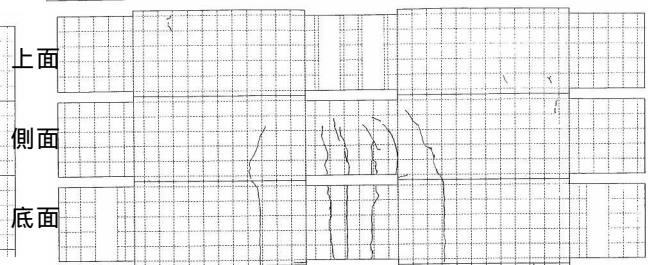
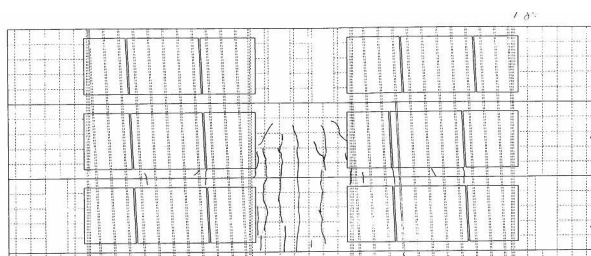
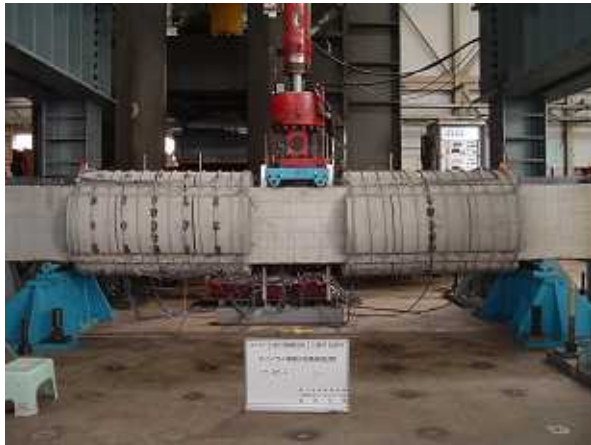
アンボンド・ボンドの両試験体ともに本工法による補強効果により優れたじん性を示し、せん断破壊することなく曲げ破壊した。破壊状況を表-5.3、図-5.8に示す。また、載荷終了後の状況を図-5.9、写真-5.2 および写真-5.3に示す。これらの図および表においては、はりの軸方向鉄筋に発生するひずみの平均値が降伏ひずみに達する時の載荷点の鉛直変位を降伏変位 y とした。なお、図-5.8(1)～図-5.8(4)において側面のひび割れ状況はほぼ同様であるので一面のみ示した。

図-5.8よりひび割れは、ボンド試験体の方がアンボンド試験体に比べスパン中央付近に集中していることがわかる。

表-5.3 破壊状況

	アンボンド試験体	ボンド試験体
降伏変位	13.3mm	13.3mm
降伏荷重	600 kN	615 kN
最大荷重	884 kN (変位 267mm)	881 kN (変位 229mm)
最終変位	323mm～339mm (軸方向鉄筋 4 本破断)	278mm～298mm (軸方向鉄筋 4 本破断)
1 y 以下	120 kN で中央部に曲げひび割れ発生	96 kN で中央部に曲げひび割れ発生
1 y	変位 13.3mm で軸方向鉄筋降伏 8～10 本程度の曲げひび割れ	変位 13.3mm で軸方向鉄筋降伏 5 本程度の曲げひび割れ
2 y	曲げひび割れが載荷点の方向へ進展 試験体を斜めに横切るように見える せん断ひび割れ発生	載荷点付近コンクリートの圧壊発生 曲げひび割れが載荷点の方向へ進展
4 y	各ひび割れが細分化 載荷点付近コンクリートの圧壊は 徐々に大きくなる	各ひび割れが細分化 載荷点付近コンクリートの圧壊は 徐々に大きくなる
19 y		試験体を斜めに横切るせん断ひび割れ発生
21 y	試験体下部中央のかぶりコンクリート剥落	軸方向鉄筋 2 本破断 荷重低下
22 y		試験体下部中央のかぶりコンクリート剥落
23 y		軸方向鉄筋 2 本破断
25 y	軸方向鉄筋 2 本破断 荷重低下	
26 y	軸方向鉄筋 2 本破断	

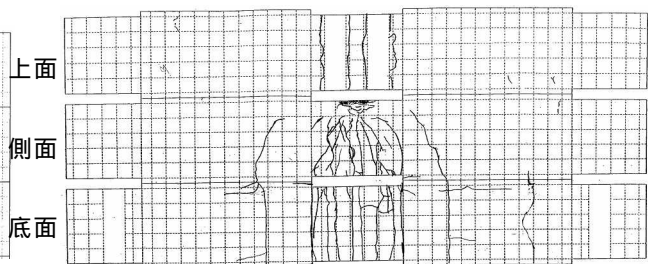
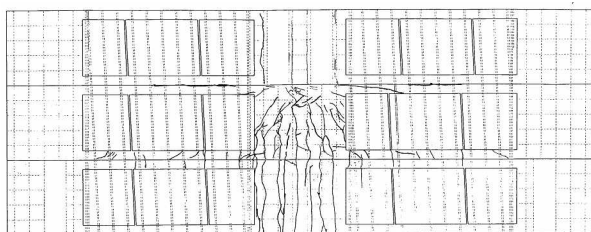
最終変位：軸方向鉄筋が破断して荷重が大きく低下した時点の変位



アンボンド試験体

ボンド試験体

(a) 1 y 状況およびひび割れ図

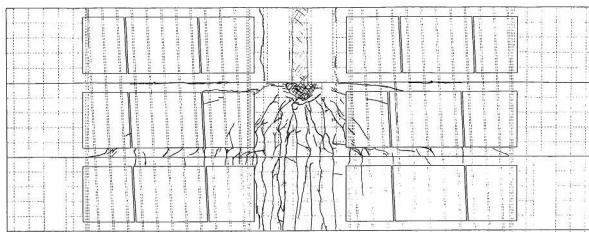


アンボンド試験体

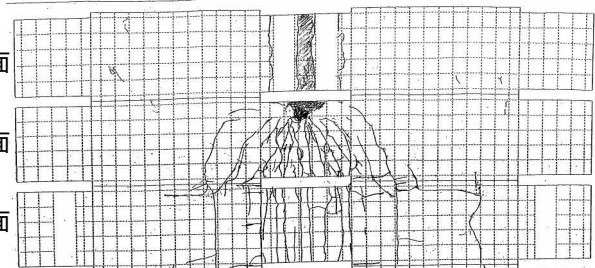
ボンド試験体

(b) 5 y 状況およびひび割れ図

図-5.8(1) はり試験体の破壊状況



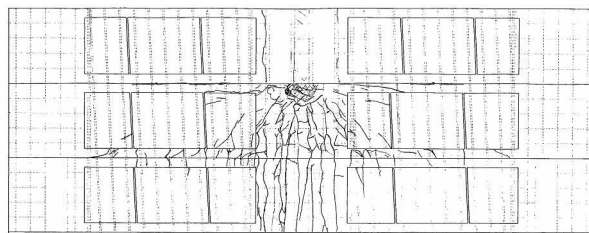
上面
側面
底面



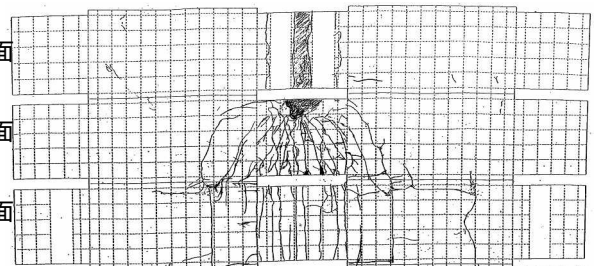
アンボンド試験体

ボンド試験体

(c) 10 y 状況およびひび割れ図



上面
側面
底面

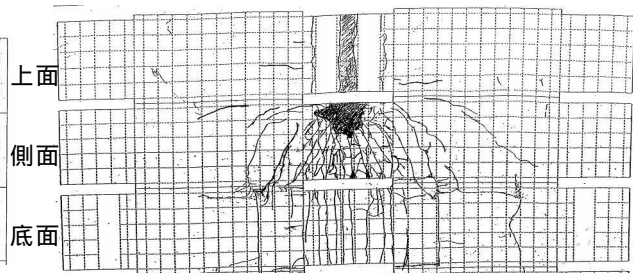
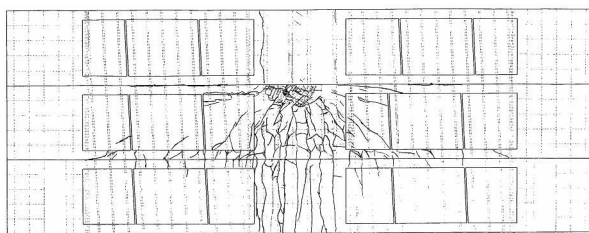


アンボンド試験体

ボンド試験体

(d) 15 y 状況およびひび割れ図

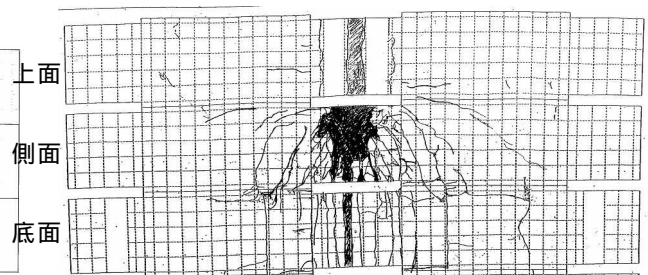
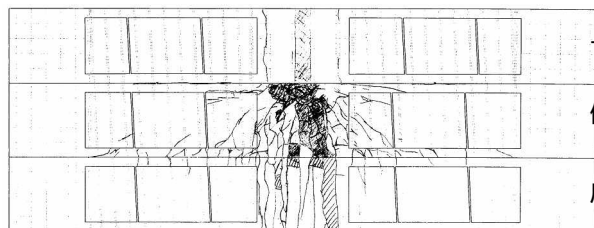
図-5.8(2) はり試験体の破壊状況



アンボンド試験体

ボンド試験体

(e) 20 y 状況およびひび割れ図



アンボンド試験体 (26 y)

ボンド試験体 (23 y)

(f) 最終状況およびひび割れ図

図-5.8(3) はり試験体の破壊状況



(c) 側面 モルタル撤去後(ボンド試験体)



(d) 底面 モルタル撤去後(ボンド試験体)



(a) 側面 セグメント撤去後(アンボンド試験体)



(e) 側面 セグメント撤去後(ボンド試験体)

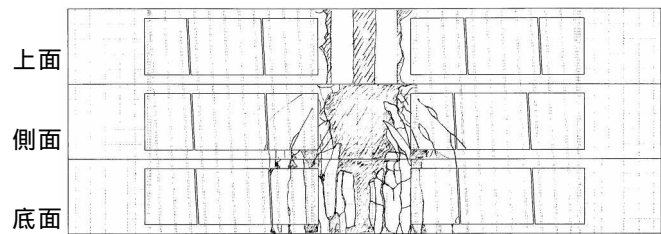


(b) 底面 セグメント撤去後(アンボンド試験体)

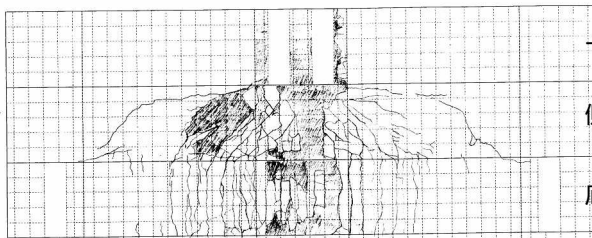


(f) 底面 セグメント撤去後(ボンド試験体)

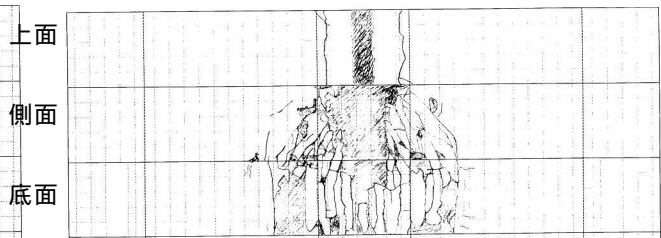
写真-5.2 載荷終了後



(b) モルタル撤去後（ボンド試験体）



(a) セグメント撤去後（アンボンド試験体）



(c) セグメント撤去後（ボンド試験体）

図-5.9 荷重終了後のひび割れ図



(a) アンボンド試験体 （左）



(c) ボンド試験体 （左）



(b) アンボンド試験体 （右）



(d) ボンド試験体 （右）

写真-5.3 荷重終了後のセグメント

(2) 荷重 - 変位性状

載荷点の鉛直荷重と鉛直変位の関係を図-5.10 に示す．降伏変位および降伏荷重は表-5.3 に示したように，アンボンド試験体で 13.3mm・600kN，ボンド試験体で 13.3mm・615kN とほぼ同等であった．その後，変位の増加に伴いボンド試験体の方がわずかに荷重が大きい状態で推移する．アンボンド試験体は，変位 267mm で最大荷重 884kN を示し，変位 323mm で引張側の軸方向鉄筋が破断して荷重が低下した．ボンド試験体は，変位 229mm で最大荷重 881kN を示し，変位 273mm で引張側の軸方向鉄筋が破断して荷重が低下した．降伏から最大荷重に至る過程は，アンボンド試験体とボンド試験体でほとんど差はないが，終局時の変位については，アンボンド試験体が約 20% 程度大きな変形を示した．

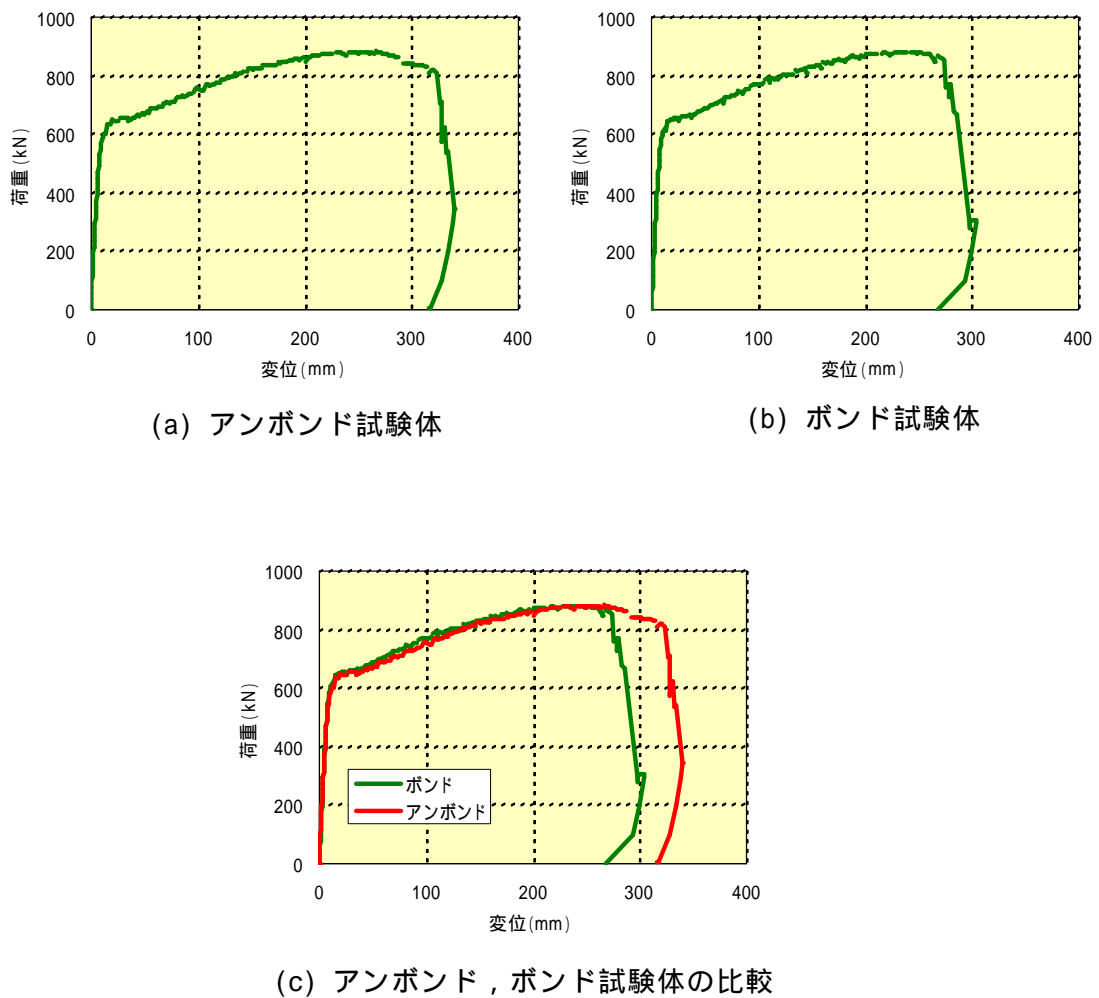
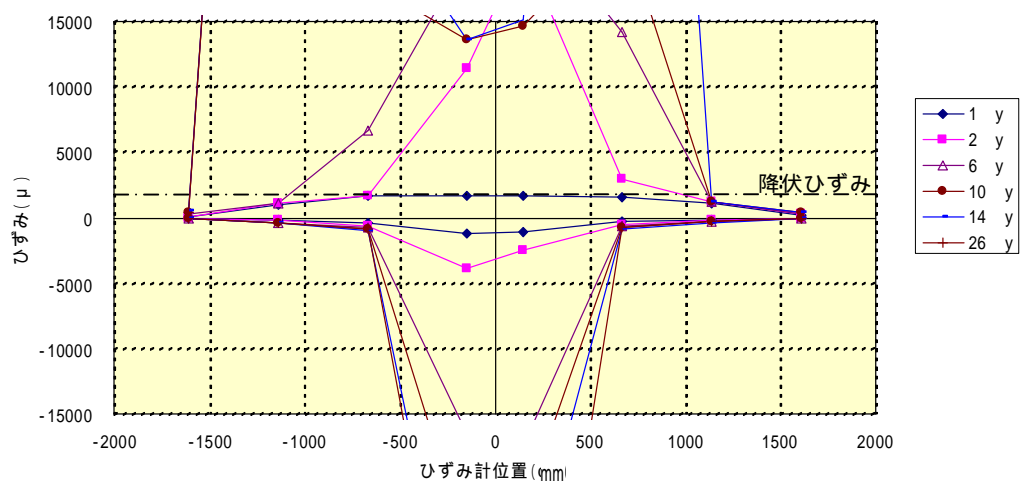


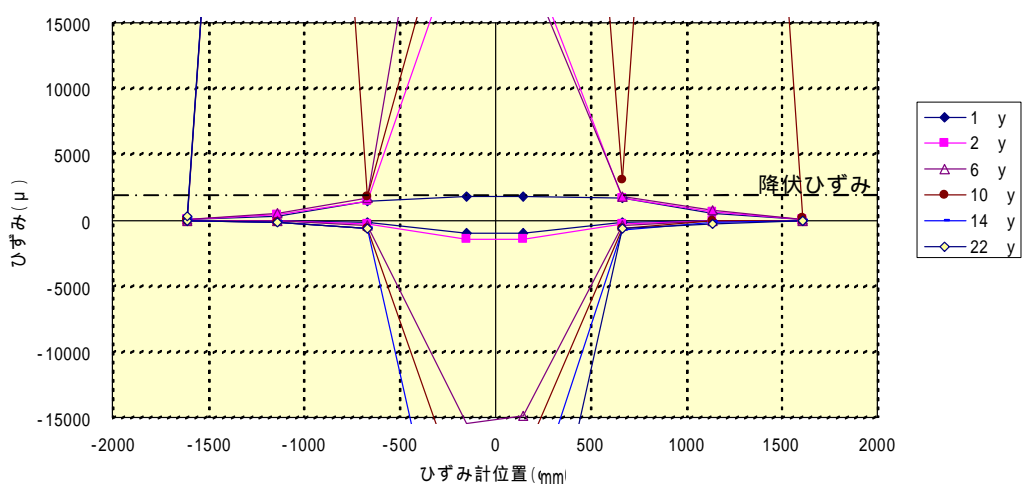
図-5.10 荷重 - 変位曲線

(3) 軸方向鉄筋のひずみ

軸方向鉄筋の部材軸方向ひずみ分布を図-5.11 に示す。横軸は、試験体中央位置を 0 として左右に取り付けたひずみゲージの位置を示し、縦軸正側に引張側の軸方向鉄筋ひずみ分布、負側に圧縮側の軸方向鉄筋ひずみ分布を示すものである。載荷点は $\pm 150\text{mm}$ 、支点は $\pm 1650\text{mm}$ の位置である。両試験体ともに降伏変位 y を超える載荷で載荷点引張側の軸方向鉄筋は降伏領域に入り、変位の増加とともに降伏領域が拡大していくことがわかる。



(a) アンボンド試験体



(b) ボンド試験体

図-5.11 軸方向鉄筋の部材軸方向ひずみ分布

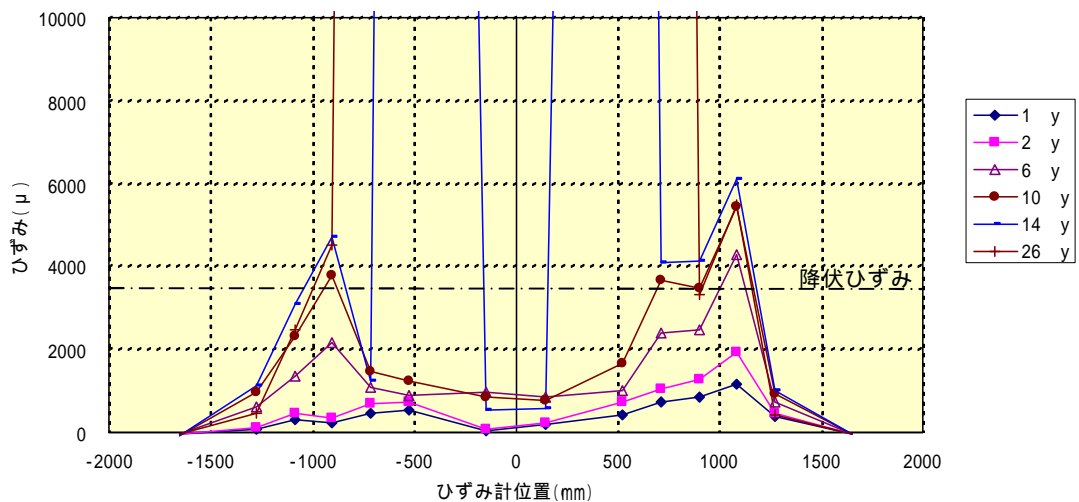
(4) 帯鉄筋および鋼より線の部材軸方向ひずみ分布

帯鉄筋および鋼より線の部材軸方向ひずみ分布を図-5.12(1) および図-5.12(2) に示す。横軸は、試験体中央位置を0として左右に取り付けたひずみゲージの位置を示し、縦軸に、帯鉄筋および鋼より線ともに試験体側面より見た中央部（軸線部）のひずみを示すものである。載荷点は $\pm 150\text{mm}$ 、支点は $\pm 1650\text{mm}$ の位置である。

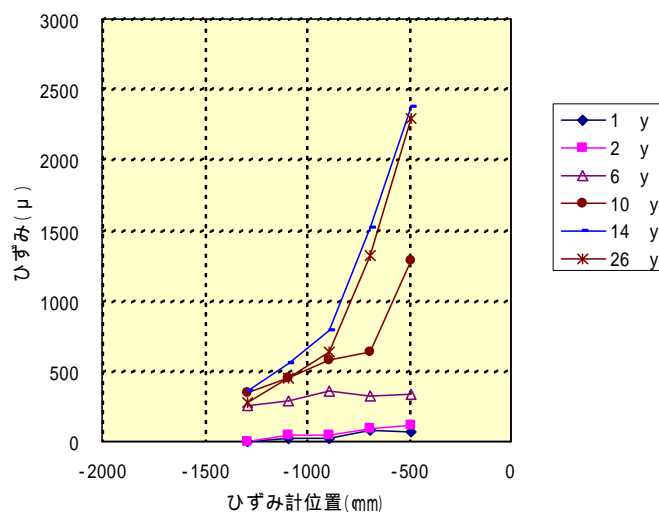
帯鉄筋の降伏は両試験体ともに10 y以降で生じ、アンボンド試験体では-900の位置（載荷点と支点の中間位置）のひずみが大きい結果となっている。

鋼より線のひずみは最大でも 3000μ 以下である。アンボンド試験体では軸方向に対し、ボンド試験体よりも比較的広がりを持ってひずみの値が大きくなっている。

両試験体ともに、帯鉄筋が降伏した部分は鋼より線のひずみが大きくなっており、ボンド試験体ではその位置が一致しているが、アンボンド試験体で一致していない結果となった。

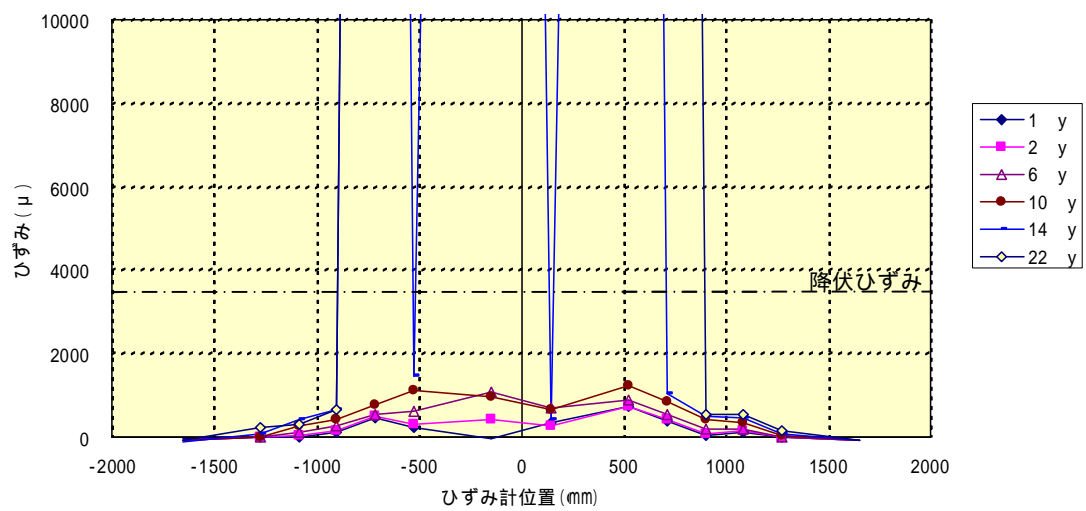


(a) 帯鉄筋ひずみ分布 (アンボンド試験体)

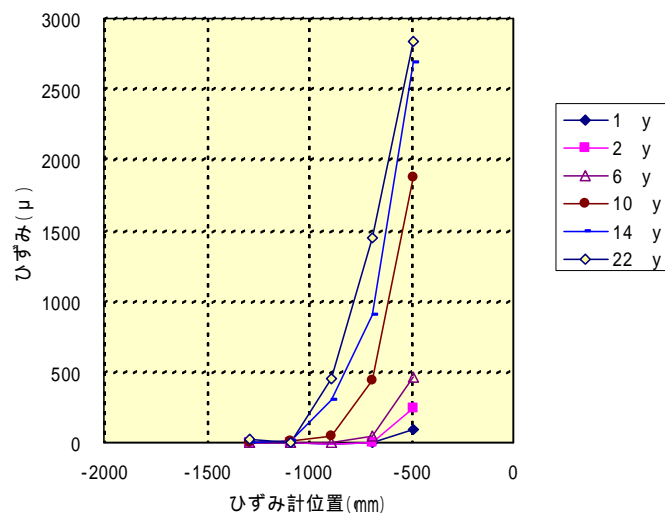


(b) 鋼より線ひずみ分布 (アンボンド試験体)

図-5.12(1) 帯鉄筋・鋼より線の部材軸方向ひずみ分布



(c) 帯鉄筋ひずみ分布 (ボンド試験体)



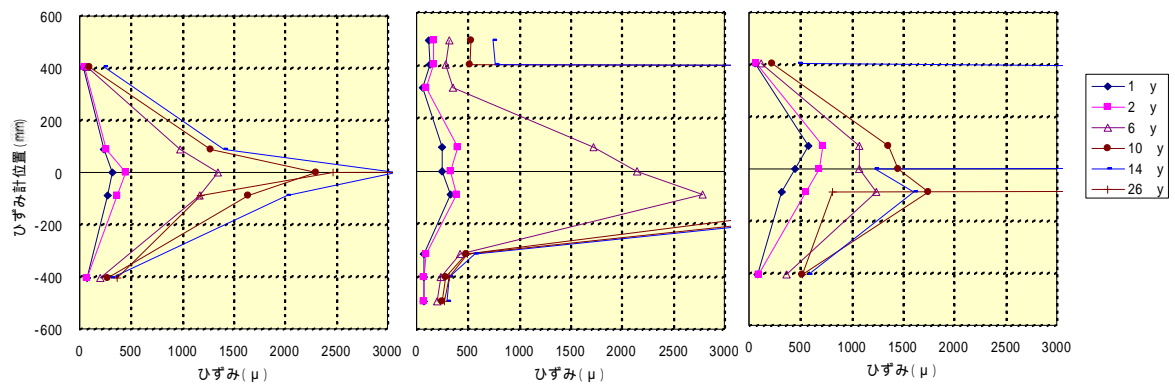
(d) 鋼より線ひずみ分布 (ボンド試験体)

図-5.12(2) 帯鉄筋・鋼より線の部材軸方向ひずみ分布

(5) 帯鉄筋断面方向ひずみ分布

帯鉄筋断面方向ひずみ分布を図-5.13 に示す．縦軸は，試験体中央位置を 0 として上下に取り付けたひずみゲージの位置を示す．帯鉄筋は 403mm 角で加工されているので位置の絶対値が 201.5mm 以上は上面もしくは下面の位置を表している．

両試験体ともにせん断変形が生じているため側面のひずみに変形とともに大きくなっている．また，前項で示した軸方向の分布と同様にアンボンド試験体では断面方向に対してもボンド試験体よりも比較的広がりを持ってひずみの値が大きくなっている．

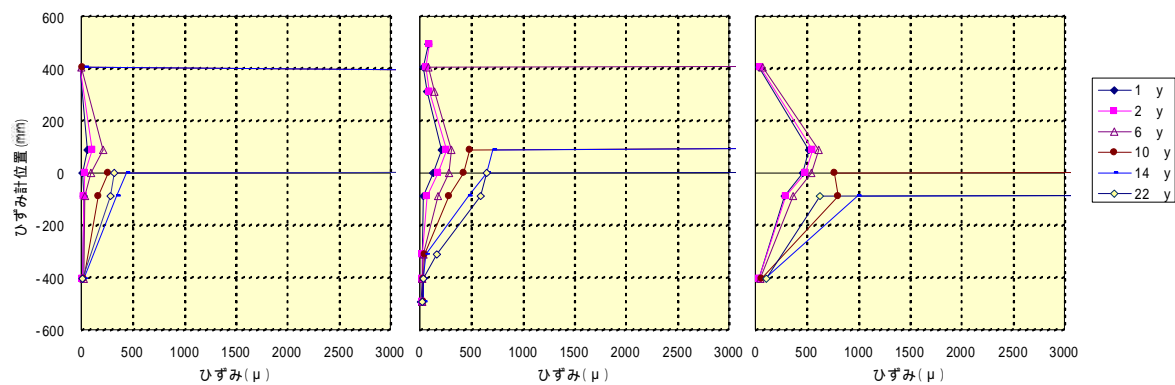


(a) 中央から -1088mm

(b) 中央から -900mm

(c) 中央から -712mm

(a) アンボンド試験体



(d) 中央から -1088mm

(e) 中央から -900mm

(f) 中央から -712mm

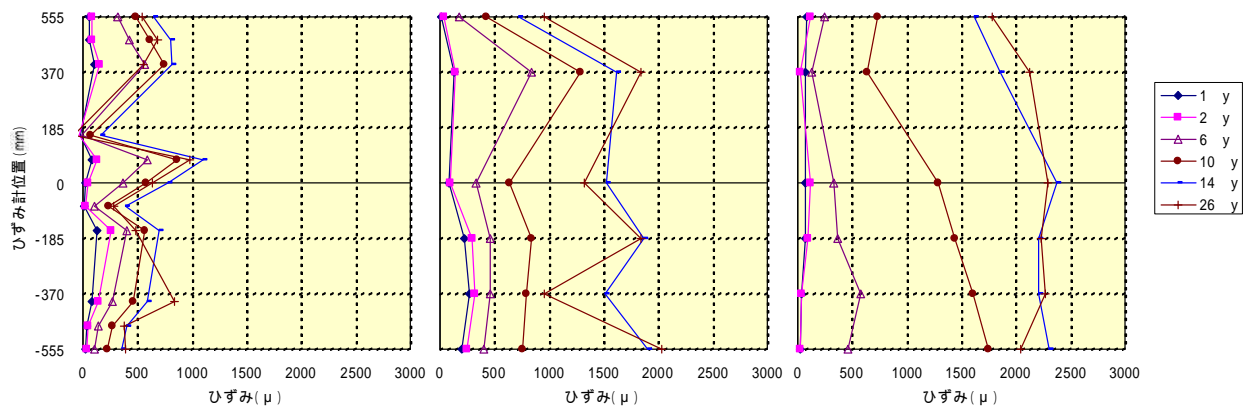
(b) ボンド試験体

図-5.13 帯鉄筋断面方向ひずみ分布

(6) 鋼より線断面方向ひずみ分布

鋼より線断面方向ひずみ分布を図-5.14(1)および図-5.14(2)に示す．縦軸は試験体中央位置を0として円周方向上下に取り付けたひずみゲージの位置を示す． $\pm 185\text{mm}$ で断面の中心から $\pm 30^\circ$ ， $\pm 370\text{mm}$ で $\pm 60^\circ$ ， $\pm 555\text{mm}$ で $\pm 90^\circ$ の方向となる．

図-5.14より，アンボンド試験体はひずみが全周にわたりほぼ同じ大きさで分布しているが，ボンド試験体では $-185\text{mm} \sim -370\text{mm}$ ($-30^\circ \sim 60^\circ$)の方向のひずみが大きくなっている．これはボンド試験体ではひび割れと交差した位置において鋼より線のひずみが局地的に大きくなり，断面方向には分散されないことによるものと考えられる．

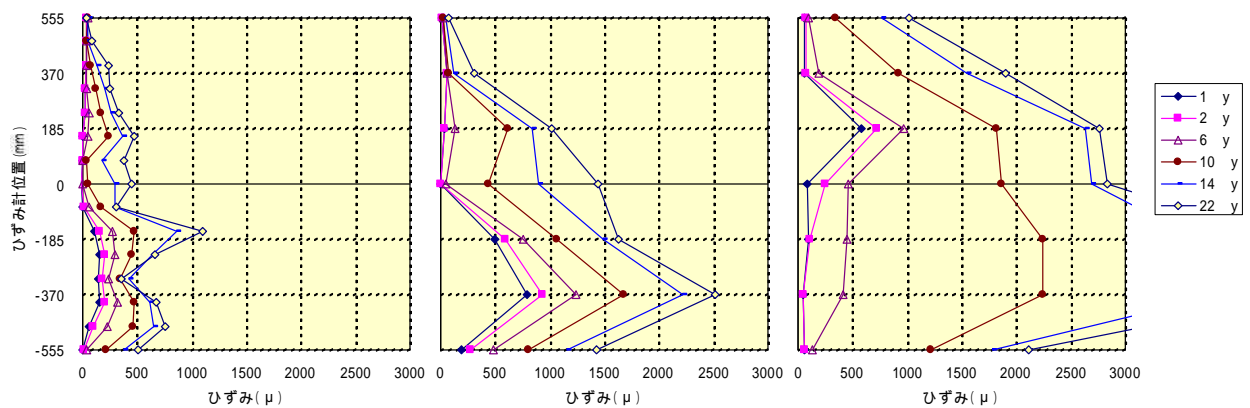


(a) 中央から -888mm

(b) 中央から -688mm

(c) 中央から -488mm

(a) アンボンド試験体



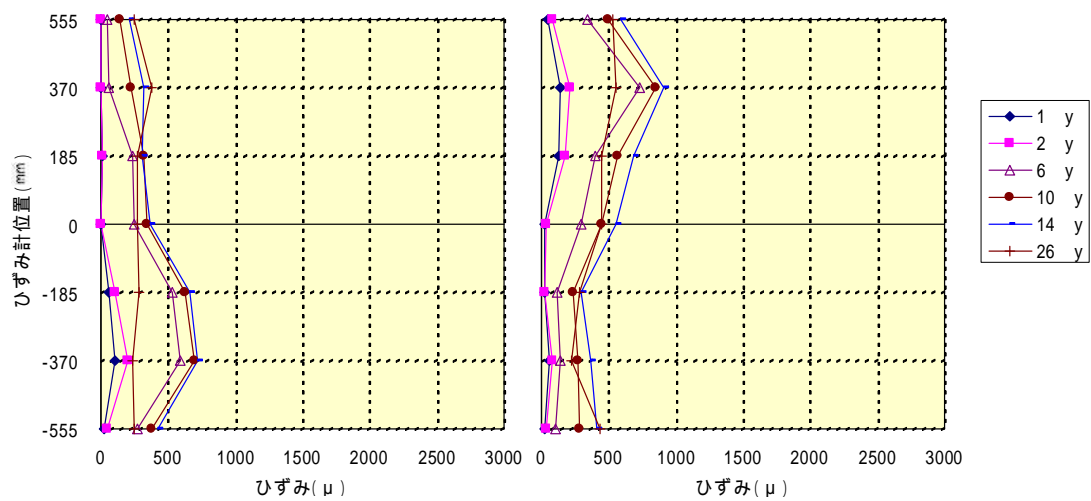
(d) 中央から -888mm

(e) 中央から -688mm

(f) 中央から -488mm

(b) ボンド試験体

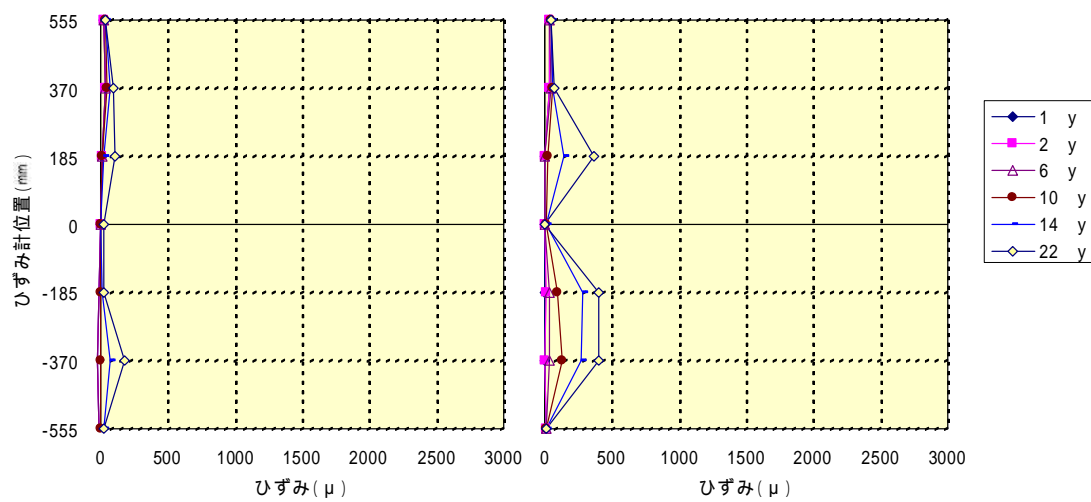
図-5.14(1) 鋼より線断面方向ひずみ分布



(a) 中央から -1288mm

(b) 中央から -1088mm

(a) アンボンド試験体



(c) 中央から -1288mm

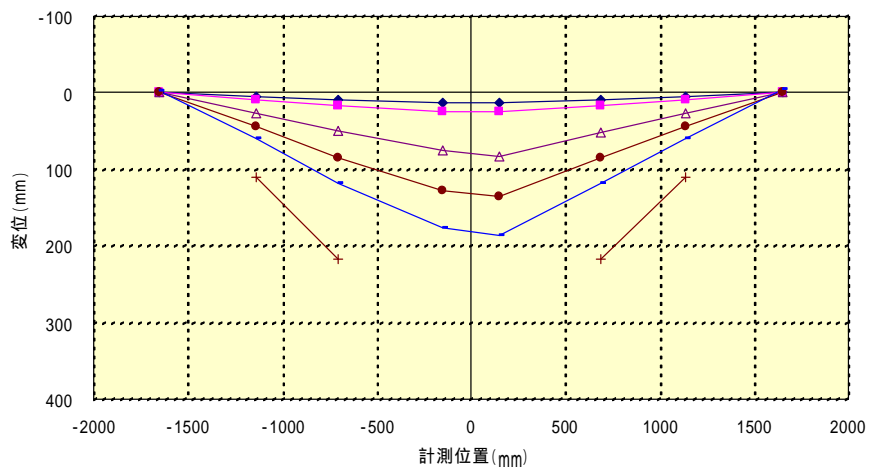
(d) 中央から -1088mm

(b) ボンド試験体

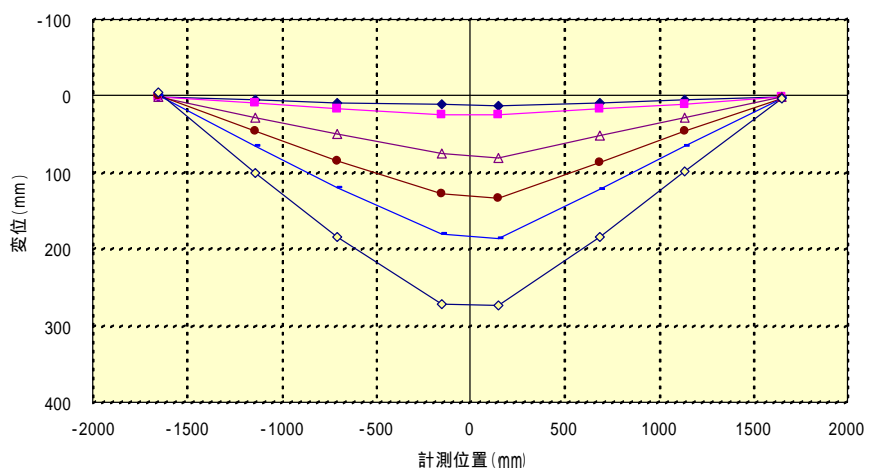
図-5.14(2) 鋼より線断面方向ひずみ分布

(7) 変位分布

鉛直変位の分布を図-5.15 に示す．両試験体に顕著な差は認められない．左右の補強部がほぼ直線的に変位していることから，中央のヒンジ部における変形が大部分を占めていることがわかる．



(a) アンボンド試験体



(b) ボンド試験体

図-5.15 鉛直変位分布

アンボンドの状態にある鋼より線が変形性能に与える影響について、鋼より線がアンボンドの状態の試験体とボンドの状態の試験体を作製し載荷試験を行った結果、本実験の範囲内ではあるが以下のことが明らかになった。

アンボンド試験体およびボンド試験体ともに本工法によるせん断補強効果により優れたじん性を示し、せん断破壊することなく曲げ破壊した。

アンボンド試験体のひび割れは、ボンド試験体に比べ、はり軸方向および断面方向に分散して発生した。

降伏変位および降伏荷重は、アンボンド試験体とボンド試験体ではほぼ同等の値であった。降伏後の変位の増加に伴いボンド試験体の方がわずかに荷重が大きい状態で推移した。降伏から最大荷重に至る過程は、アンボンド試験体とボンド試験体でほとんど差はないが、終局時の変位については、アンボンド試験体が大きな変形を示した。

はり試験体の軸方向鉄筋のひずみ分布には両試験体に顕著な差異は見られなかった。

帯鉄筋および鋼より線のひずみ分布については、部材軸方向および断面方向ともにアンボンド試験体は、ボンド試験体よりも比較的広がりを持って分散する結果となった。

アンボンド試験体は図-5.14(1)(a)のひずみ分布図より、斜めひび割れが発生しても鋼より線のひずみは平均化され降伏することはない。したがって、斜めひび割れ幅が増加せずボンド試験体に比べ広範囲にひび割れが分布したものと考えられる。斜めひび割れ幅がボンド試験体より小さかったことから鉄筋の破断が遅れたものと考えられる。

一方、ボンド試験体は図-5.14(1)(b)のひずみ分布図より、斜めひび割れの発生に伴い鋼より線が局所的に降伏することにより斜めひび割れ幅が増加しかつ試験体中央部付近にひび割れが集中し、これに伴い大きく変形した結果、軸方向鉄筋のひずみが局所的に大きくなり鉄筋が破断したと考えられる。

鉛直変位の分布には、両試験体に顕著な差は認められず、変形は中央のヒンジ部における変形が大部分を占めている。

以上のことから、鋼より線がアンボンドの状態にあることは、せん断補強効果の点からは効果的であることが確認できた。

5.3 鋼より線のアンボンド効果に関する解析的検討

5.3.1 解析概要

(1) 解析モデル

解析モデルは、図-5.16 に示すように梁中央を対称面とする 1/2 モデルとした。境界条件は、対称面は軸方向拘束とした。

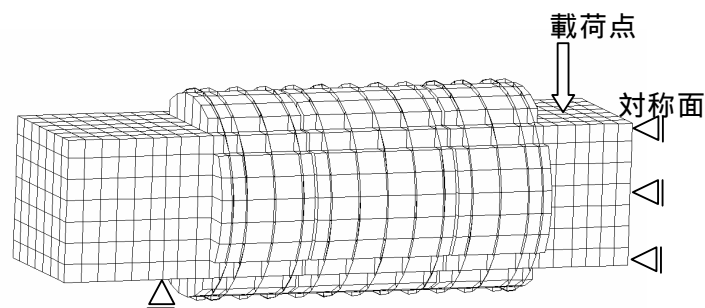
使用した要素を以下に示す。なお、アンボンドモデルでは、鋼より線とセグメント間をアンボンドとするためにバネ要素を介して接続している。

コンクリートおよびモルタル（ボンドモデルの場合）：ソリッド要素

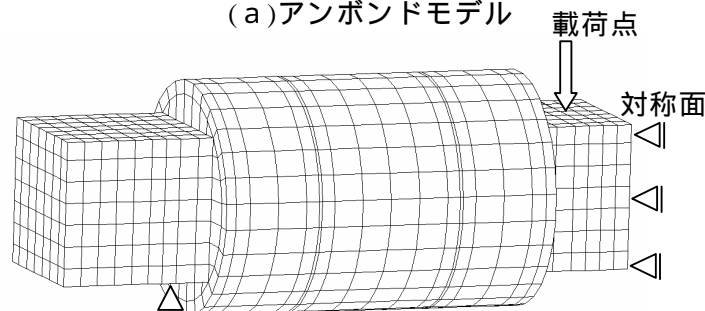
軸方向鉄筋：トラス要素

帯鉄筋：埋め込み鉄筋要素

鋼より線：3次元梁要素



(a) アンボンドモデル



(b) ボンドモデル

図-5.16 解析モデル

(2) 解析条件

載荷点に強制変位を与えた。載荷ステップは、 $0.1 \ y$ （表-5.3 より降伏変位 $y = 13.3\text{mm}$ ）とした。

5.3.2 解析結果と考察

(1) 荷重 - 変位関係

本解析では、実験においてアンボンド試験体の軸方向鉄筋が破断して荷重が低下した最大変位の約 323mm まで載荷した。図-5.17 にボンドモデルとアンボンドモデルにおける実験結果および解析結果の荷重変位関係を示す。図-5.17 より以下のことが明らかとなった

- ・降伏荷重は、ボンド、アンボンドとも、解析結果が実験結果よりも若干大きい。
- ・実験結果では、降伏後、徐々に荷重が増加し、軸方向鉄筋の破断により荷重が低下している。解析結果では、降伏後、若干荷重が増加し、変位 50mm 付近で一旦荷重が低下している。これは載荷部近傍のコンクリートが終局ひずみに達し、剛性が低下したことによるものである。実験結果においても、2 y (変位：26.6mm) で載荷点付近のコンクリートの圧壊が発生し、4 y (変位：53.2mm) において圧壊が徐々に大きくなっており、破壊性状としては解析結果と概ね一致していると考えられる。
- ・解析結果では、降伏後の荷重増加は実験結果ほどには大きくない。
- ・実験結果では、軸方向鉄筋の破断が生じたが、解析結果ではボンドモデルで約 325mm、アンボンドモデルで約 317mm において軸方向鉄筋は材料試験の引張強さに達している。しかし、ひずみは 10% 程度であり、破断までには至っておらず、実験結果を十分に表せていない。
- ・解析結果においても実験結果と同様に、ボンドとアンボンドとの比較では大きな差はない。

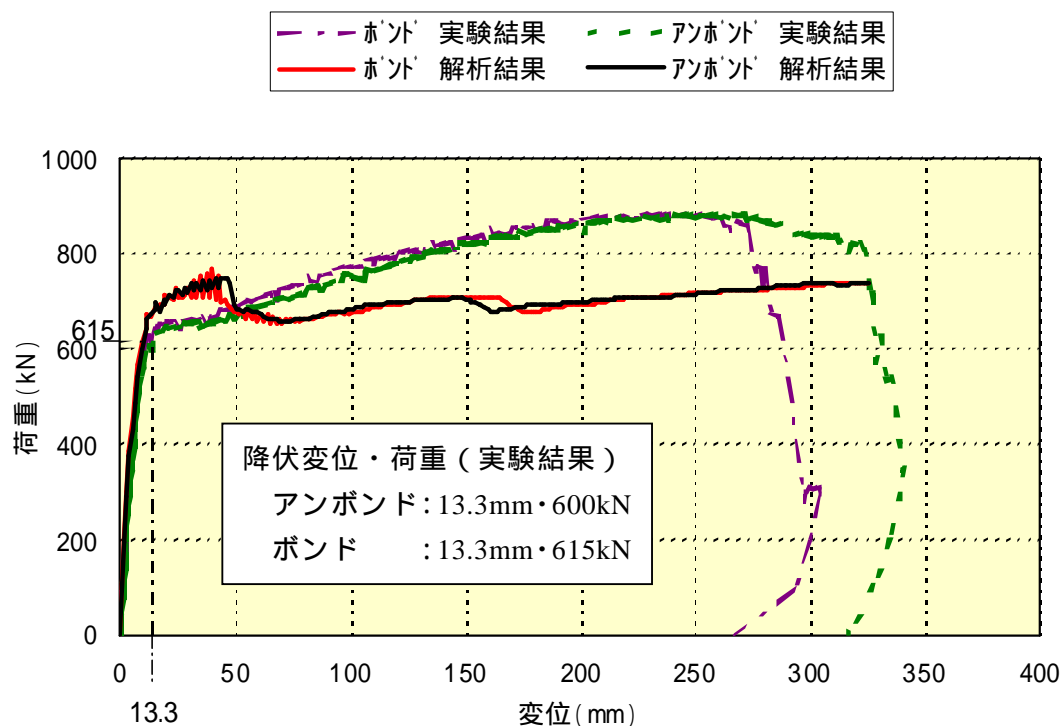


図-5.17 荷重 - 変位関係

(2) 鋼より線のひずみ

鋼より線のひずみ分布を，実験結果とともに図-5.18 に示す．グラフの縦軸は，梁断面の真横を 0° として，最上端 (90°) から最下端 (-90°) までを示している．実験において鋼より線に最も大きなひずみが生じた断面（梁中央より約 500mm の断面）のひずみ分布を示す．図化した載荷ステップは， 2 y ， 10 y （解析において，荷重-変位関係が定常の部分）， 18 y （実験において，ボンドモデルの最大荷重近傍）である．

(a) アンボンドモデル

- ・ 2 y では，解析結果は実験結果に比べ非常に大きなひずみを示している．これは，比較的小さな変位時では，試験体における鋼より線の微妙な動き（向き）により，ひずみの変化をとらえられなかった可能性もある．
- ・ 10 y ， 18 y では，解析結果のひずみの最大値は実験結果と比較的近い．また， 18 y ではその分布形状も概ね近似している．
- ・ 解析結果では，鋼より線のひずみはほぼ一様な分布形状を示している．

(b) ボンドモデル

- ・ 2 y では，アンボンドモデルと同様に，解析結果は実験結果に比べ 2 倍程度大きなひずみを示している．また，実験結果は約 30° の位置でひずみが最大値となっており，解析結果もほぼ同じ位置で最大値を示している．ただし，分布形状は実験結果の方が，ひずみがより集中した形状を示している．
- ・ 10 y ， 18 y では，解析結果は，ひずみの大きさおよび分布形状とも実験結果と比較的近い．

ボンドモデルとアンボンドモデルとの比較では，解析結果は，実験結果と同様に，アンボンドモデルではほぼ一様なひずみ分布を示しており，ボンドモデルでは局所的にひずみが集中する傾向を示している．

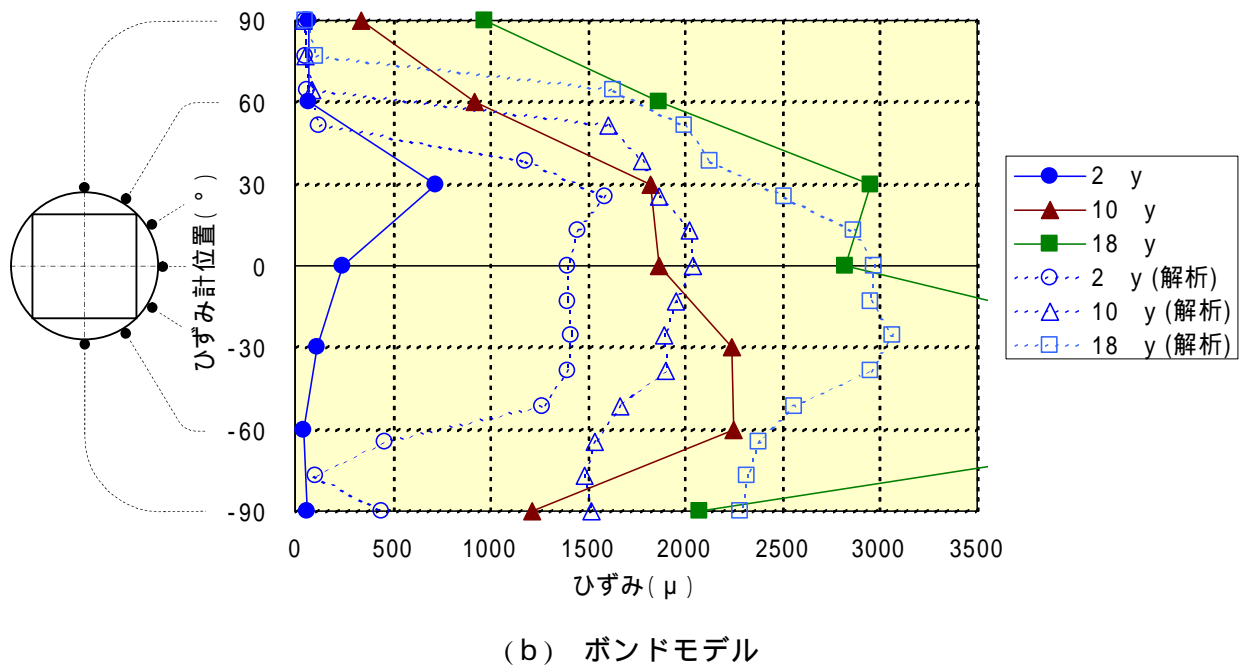
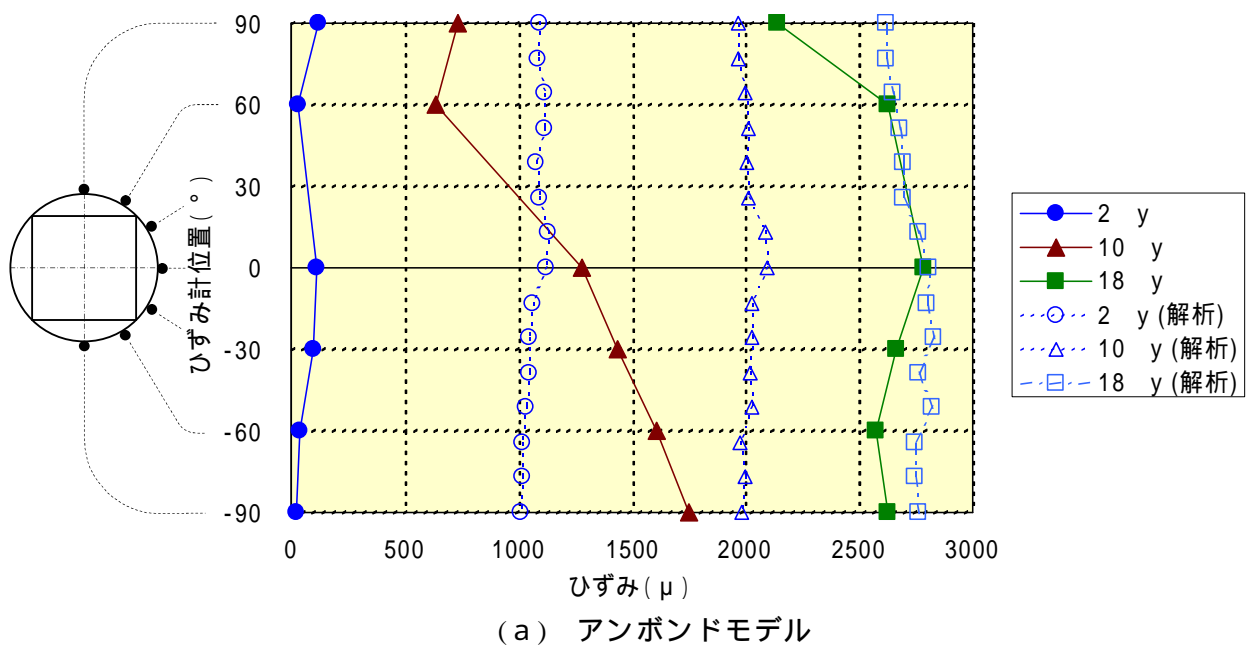


図-5.18 鋼より線のひずみ分布 (梁中央より約 500mm の断面)

5.3.3 試験体における被覆モルタルの影響

(1) 解析概要

ボンド試験体における被覆モルタルが、ボンド、アンボンド効果の差異を把握する上で、どの程度影響しているかを数値解析より把握することとした。解析モデルは、図-5.16 のボンドモデルから、モルタル部の要素を除いたモデルとし、鋼より線の構成節点はセグメント要素の節点と同一としてボンド状態を表現した。また、材料物性値は、アンボンドモデルの物性値とし、材料物性の違いによる影響を除き、ボンドとアンボンドの差異を検討した。

(2) 解析結果

荷重 - 変位関係

荷重 - 変位関係を図-5.19 に示す。図-5.19 より以下のことがわかる。

- ・ 今回のモルタル部を除いたボンドモデルとアンボンドモデルには、大きな差異は認められない。
- ・ モルタル部を考慮したボンドモデルと今回のモルタル部を除いたボンドモデルには、材料物性は多少異なるが、それを考慮しても大きな差異はない。

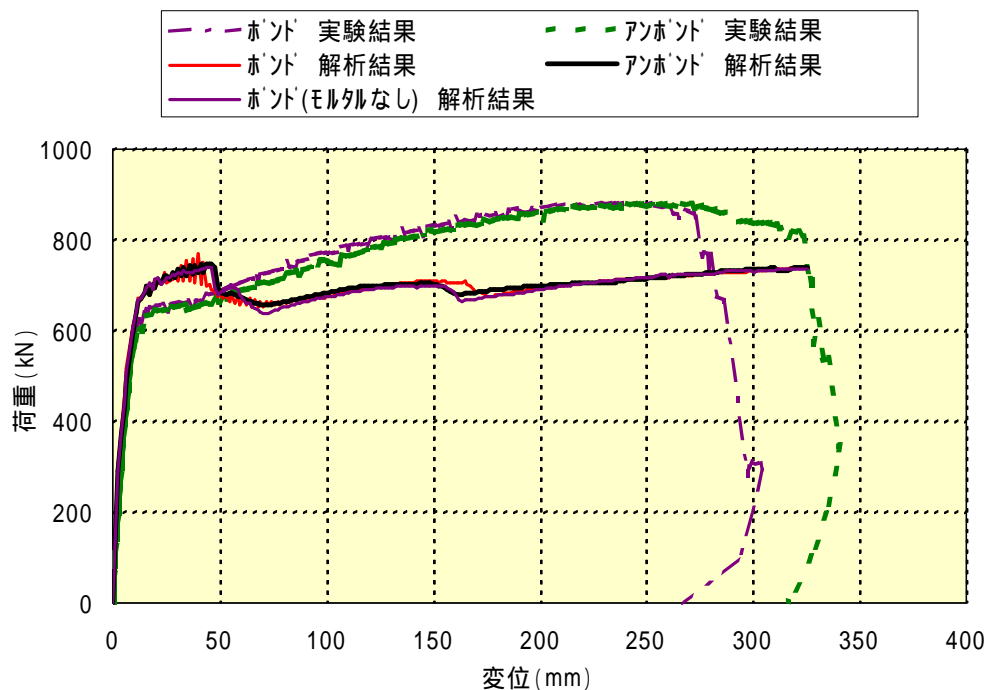


図-5.19 荷重 - 変位関係

鋼より線のひずみ

鋼より線のひずみ分布を，モルタル部を考慮したボンドモデルと実験結果とともに図-5.20 に示す．

図-5.20 より，以下のことがわかる．

- ・ 今回のモルタル部を除いたボンドモデルとモルタル部を考慮したボンドモデルでは，材料物性が多少異なるが，大きな差異は認められない．
- ・ 今回のモルタル部を除いたボンドモデルにおいても鋼より線のひずみがアンボンドモデルに比べ，局所的に集中していることがわかる．

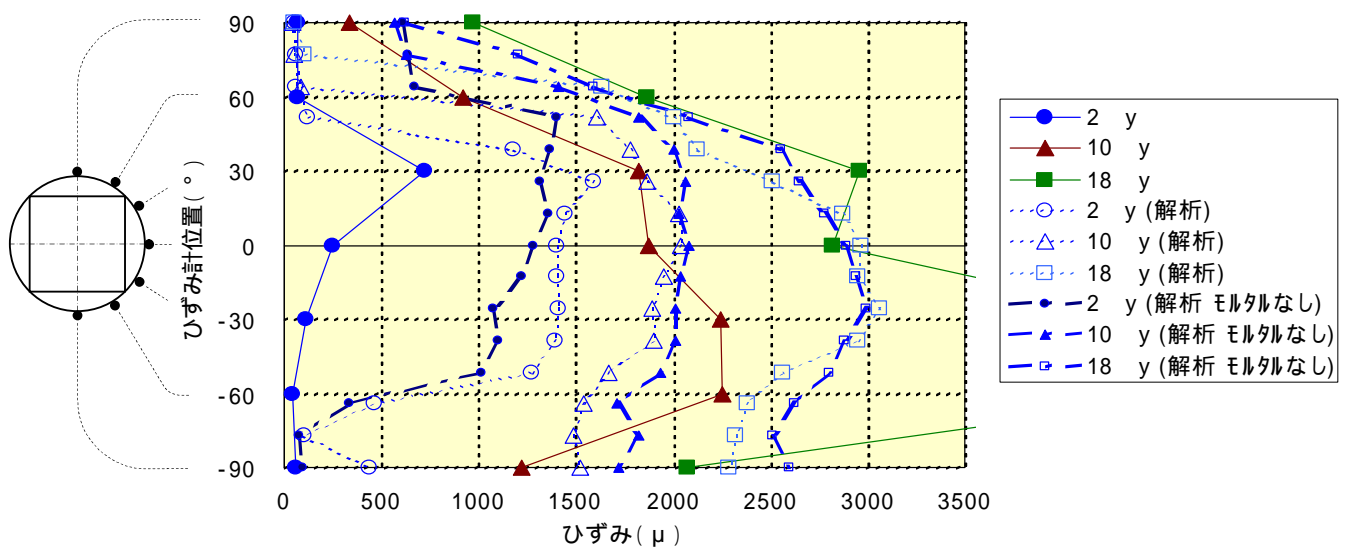


図-5.20 鋼より線のひずみ分布（梁中央より約 500mm の断面）

軸方向鉄筋のひずみ分布

図-5.21 にモルタル部を考慮したボンドモデル，今回のモルタル部を除いたボンドモデルおよびアンボンドモデルの軸方向鉄筋のひずみ分布を示す．着目したひずみは，試験体下部中央の引張側鉄筋である．

図-5.21 より，軸方向鉄筋のひずみ分布には，これら 3 ケースに大きな差異は見られない．

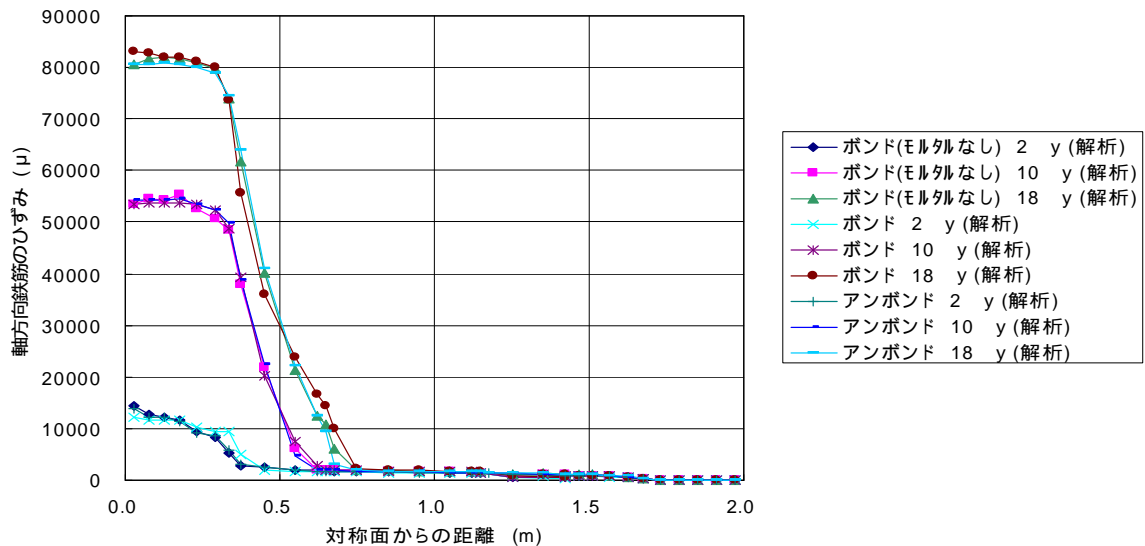


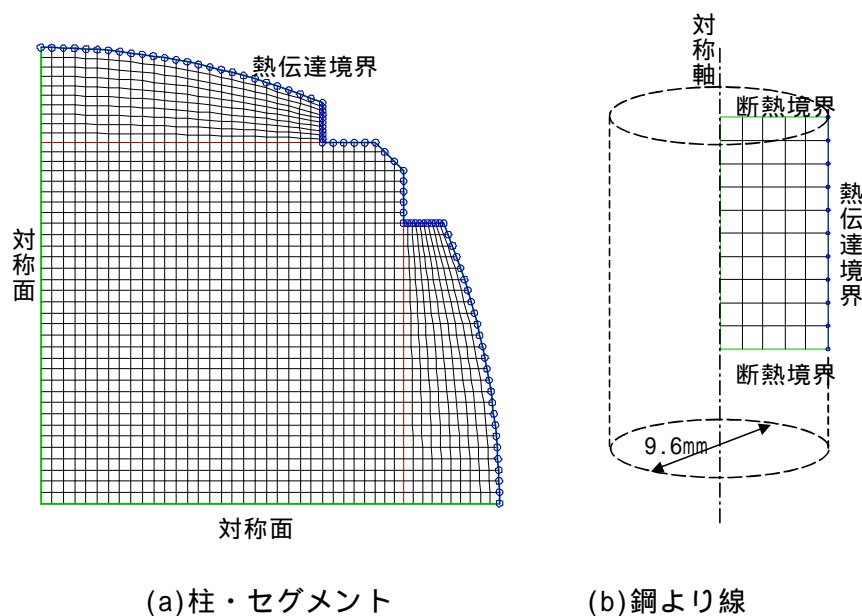
図-5.21 軸方向鉄筋のひずみ分布

以上のことから，ボンドモデルにおける被覆モルタルの影響が変形やひずみ分布に与える影響は小さい．

5.4 有限要素解析による補強柱の温度変化に伴う挙動

5.4.1 解析概要

セグメントと鋼より線の温度変化による相対挙動を明らかにするため、それぞれ個別に有限要素解析を行い両者の伸縮量の差を算出した。温度変化量は、年変化に対応したものとして1年間で ± 30 の長期変動と、日変化に対応したものとして1日で ± 15 の短期変動を設定し、外気に接する要素外周を熱伝達境界とした。図-5.22に解析モデルを、表-5.4に解析に使用したセグメントおよび鋼より線の材料定数を示す。なお、セグメントの解析については対称性を利用してその1/4について平面温度応力解析を行い、鋼より線の解析については、単位長さ当たりの軸対称温度解析を行った。



(a) 柱・セグメント

(b) 鋼より線

図-5.22 解析モデル

表-5.4 使用した物性値

材 料	モデル	弾性係数	線膨張係数	熱伝導率	比熱 × 密度	ポアソン比
		kN/m ²	1/	kJ/m ² ·h	kJ/m ³ ·°C	
柱コンクリート	平面要素	2.50E+07	1.0E-05	9.4	2415.00	0.2
セグメント	平面要素	3.10E+07	1.0E-05	9.4	2415.00	0.2
鋼より線	軸対称要素	1.90E+08	1.20E-05	289.0	3478.54	0.3
備考	鋼より線の弾性係数は表-3.2に示す実験値 他は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002.3)、コンクリート標準示方書[施工編](2002.3)および理科年表による					

5.4.2 解析結果

セグメント表面の伸縮量は、セグメント表面の節点変位から各節点の変形後の座標を計算し、変形後の節点間距離を合計して初期値との差分を伸縮量とした。鋼より線の伸縮量は、モデルの平均上昇温度に線膨張率と 1/4 周分の周長を乗じて伸縮量とした。

図-5.23(1) は 1 日で ± 15 の温度変化を連続して 48 時間与えた結果と 168 時間与えた短期変動の伸縮量の変化を示す。図-5.23(2) は 1 年間で ± 30 の温度変化を与えた長期変動の伸縮量の変化である。

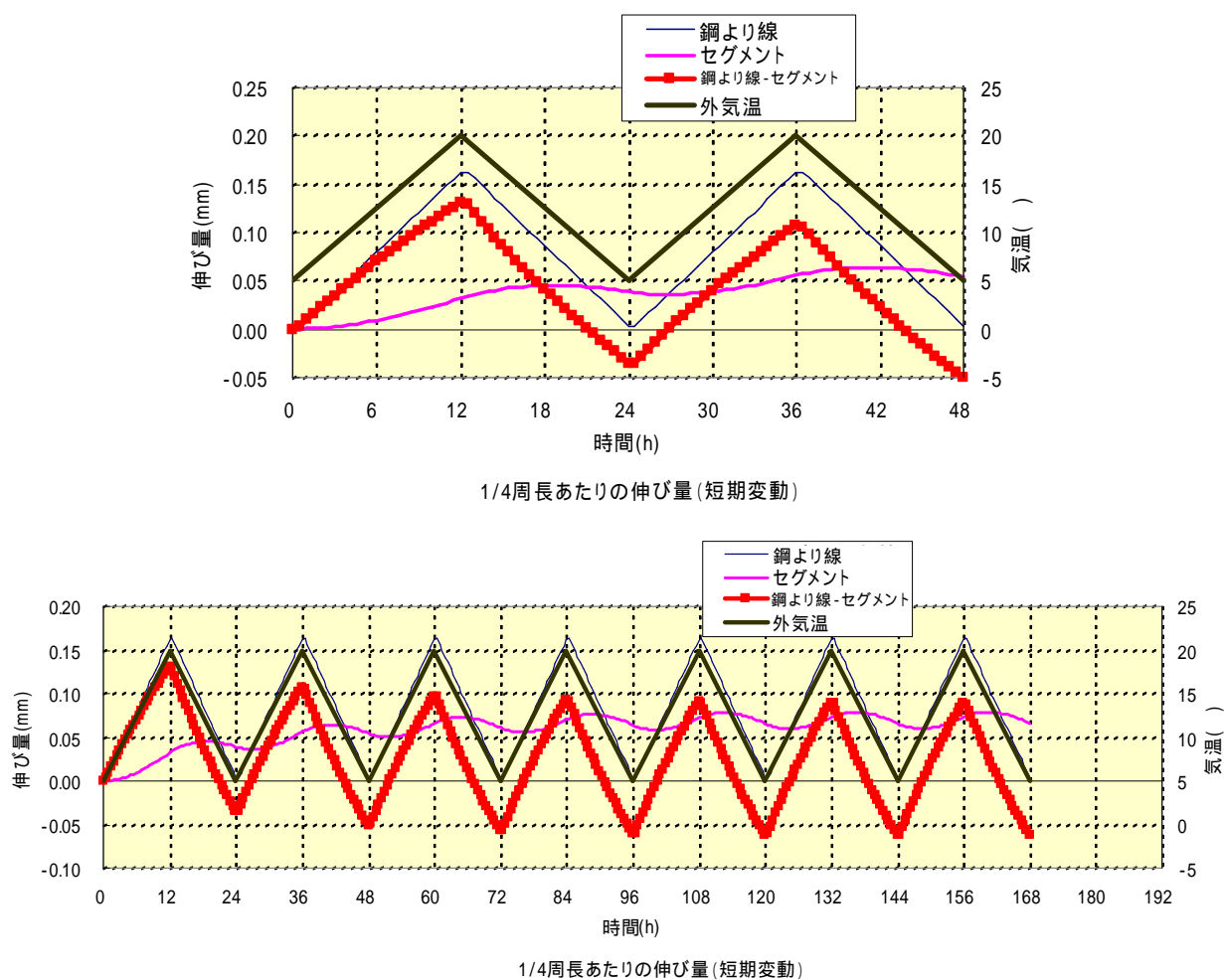


図-5.23(1) 伸縮量の変化 (短期)

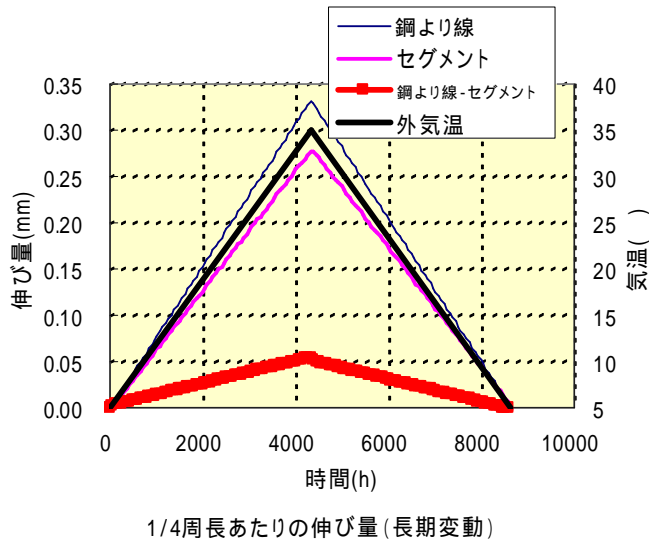


図-5.23(2) 伸縮量の変化（長期）

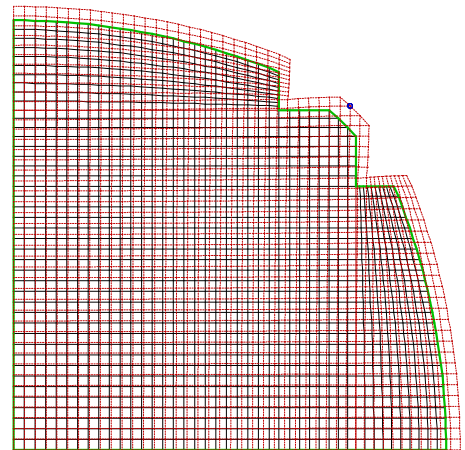


図-5.24 セグメントの変形

図-5.23(1)によると、鋼より線の伸縮は温度変化に追従して挙動するが、セグメントは熱伝導率が小さいため温度変化に追従できず、例えば 36 時間後では温度降下とは逆にセグメントは膨張している結果となっている。その結果、 ± 15 の温度変化を繰り返すと、鋼より線とセグメントとの伸縮量の差はマイナス側にシフトしていく傾向、すなわち鋼より線に引張力が作用するようになる傾向が認められる。これに対し図-5.23(2)は 1 年間で ± 30 の緩やかな温度変化を与えているため鋼より線もセグメントも温度変化に追従し、温度が上昇すれば鋼より線が伸びる結果となっている。

図-5.24 に一例として、短期変動の 12 時間後のセグメント変形図を示す。

この有限要素解析結果は、鋼より線とセグメントとの間の摩擦を考慮していない状態の解析結果である。鋼より線とセグメントとの間の摩擦が大きい場合は、両者は互いに拘束し合い一体となって同じ挙動をすると考えられる。現実には短期温度変化を繰り返しながら長期的に気温が年変動し、両者の間に摩擦力が作用していることから解析結果とは様相の異なる複雑な挙動を示すものと想定される。

本解析の範囲内においては、温度が上昇するとセグメントよりも鋼より線のほうが伸びる傾向にあるが、短期の温度変動が繰り返されると必ずしも温度変化と伸縮量の差は一致しない傾向も認められる。セグメント表面と鋼より線伸縮量の差の最大値は、1/4 周長あたり長期変動で 0.055mm、短期変動で 0.13mm（12 時間後）となる。気温の変動が生じて鋼より線がセグメントに密着しているためには伸縮量の差に見合う初期緊張力を導入しておく必要がある。鋼より線の伸縮量に対応する緊張力は、

$$\text{緊張力} = \text{弾性係数} \times \text{伸縮量の差} \div 1/4 \text{ 円弧長}$$

で与えられ、計算上はその大きさは 26.6 N/mm^2 となる。

しかしながら、現場においてはセグメントと鋼より線の間には摩擦力が働いており、鋼より線の伸縮は摩擦力によって拘束を受けることから、有限要素解析で得られた結果は、摩擦力が 0 の場合に相当し、伸縮量に対応する緊張力の最大値に相当するものと考えられることができる。

5.5 現場測定による補強柱の温度変化に伴う挙動

セグメントの外周にアンボンド横拘束筋として巻き立てた鋼より線には、セグメントに密着させるため初期緊張力を導入してあるが、アンボンドの状態で露出しているため、外気温の日変化・年変化等の影響に伴い、張力に変動が生じることが予想される。ここでは、外気温の変化が鋼より線の張力に与える影響を確認するため山陽新幹線高架橋（岡山県倉敷市）において約１年間現場計測を行ったので、その結果について取りまとめた。

5.5.1 測定概要

計測機器設置位置を図-5.25 に示す。
鋼より線の温度とひずみはセグメント中央における測点 1,3,5,7、測点 1,3,5,7 と同じ高さ位置の柱隅角部で鋼より線がセグメントと接していないセグメント間の測点 2,4,6,8 および測点 5,6 と同じ高さの円周方向でセグメント中央の測点 9,11,13 およびセグメント間の測点 10,12,14 において測定した。

計測項目は、鋼より線張力(9.6mm
@100mm, 弾性係数 $1.90 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)
鋼より線温度 柱表面温度 外気温
である。張力計測にはひずみゲージ(限
界ひずみ 30000 μ)を、温度計測には熱
電対(- 40 ~ + 125)を使用し、2 時間間
隔の自動計測を行った。計測期間は、柱
軸方向の側点 NO.1 ~ 8 については1 年間
(2003 年 3 月 1 日 ~ 2004 年 2 月 29 日)、
柱中間位置の円周方向測点 NO.9 ~ 14 は
半年間(2003 年 9 月 1 日 ~ 2004 年 2 月 29
日)実施した。

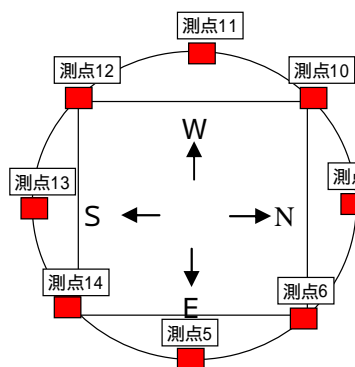


図-5.25 計測機器配置

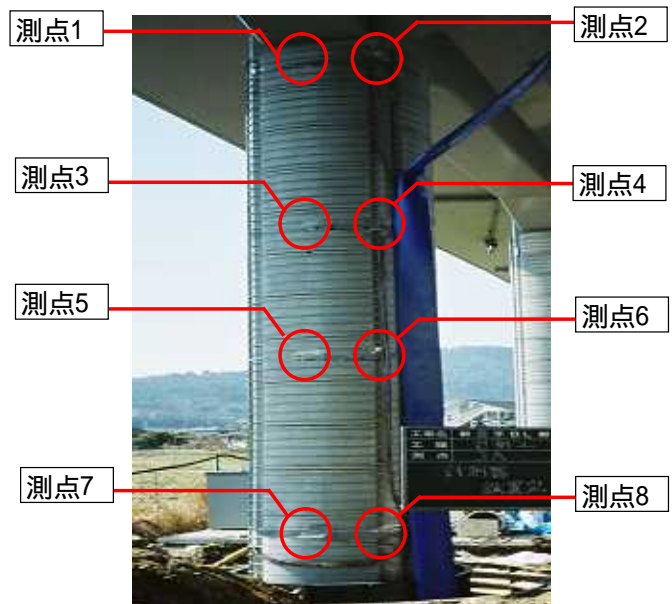
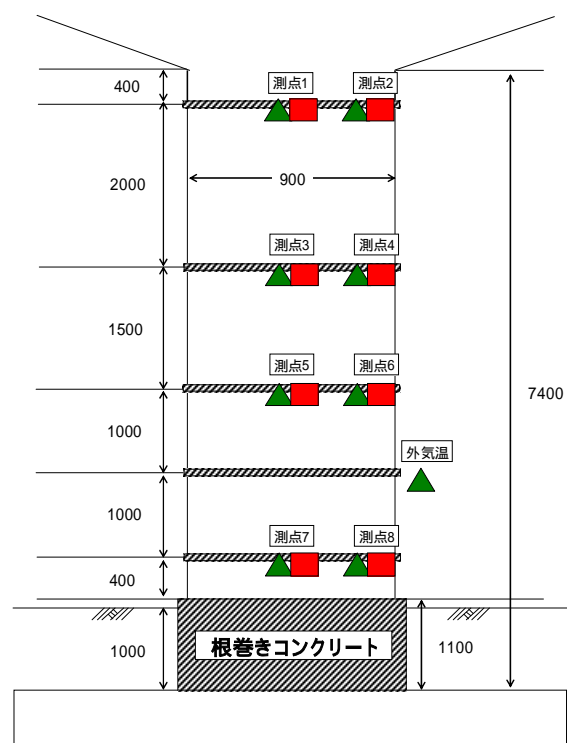


写真-5.4 計測機器配置状況



(单位: mm)

5.5.2 測定結果

外気温と鋼より線・既設柱温度の関係は外気温が最も大きく変動し，鋼より線・既設柱温度が追従する関係となっているが，直射日光の影響がある測点では鋼より線温度が外気温を上回る時期がみられる．1 年間の気温変動に伴う鋼より線張力の経時変化グラフを図-5.26 に，計測結果一覧表を表-5.5 に示す．

図-5.26 より，鋼より線張力は夏季に増加し冬季に減少している．例えば夏季に鋼より線張力が増加することの原因として，セグメントと鋼より線との間において作用している摩擦力が温度の上昇（短期）に伴う鋼より線の伸びを拘束しているため，温度上昇（長期）に伴うセグメントの膨張が鋼より線に引張力を与える方向に作用していることが推定される．

図-5.27 に柱軸方向の鋼より線張力分布を示す．図-5.27 より，セグメント中央測点 1,3,5,7 の張力変動が小さく，セグメント間測点 2,4,6,8 の張力変動が大きい．この変動の違いは，温度変化が同じであることから，セグメント中央測点側においては鋼より線とセグメントとの間の摩擦により鋼より線の張力が拘束されているのに対し，セグメント間測点においては鋼より線はセグメントからの拘束を受けることなく自由に伸縮できるため張力変動が大きく現われていると考えられる．

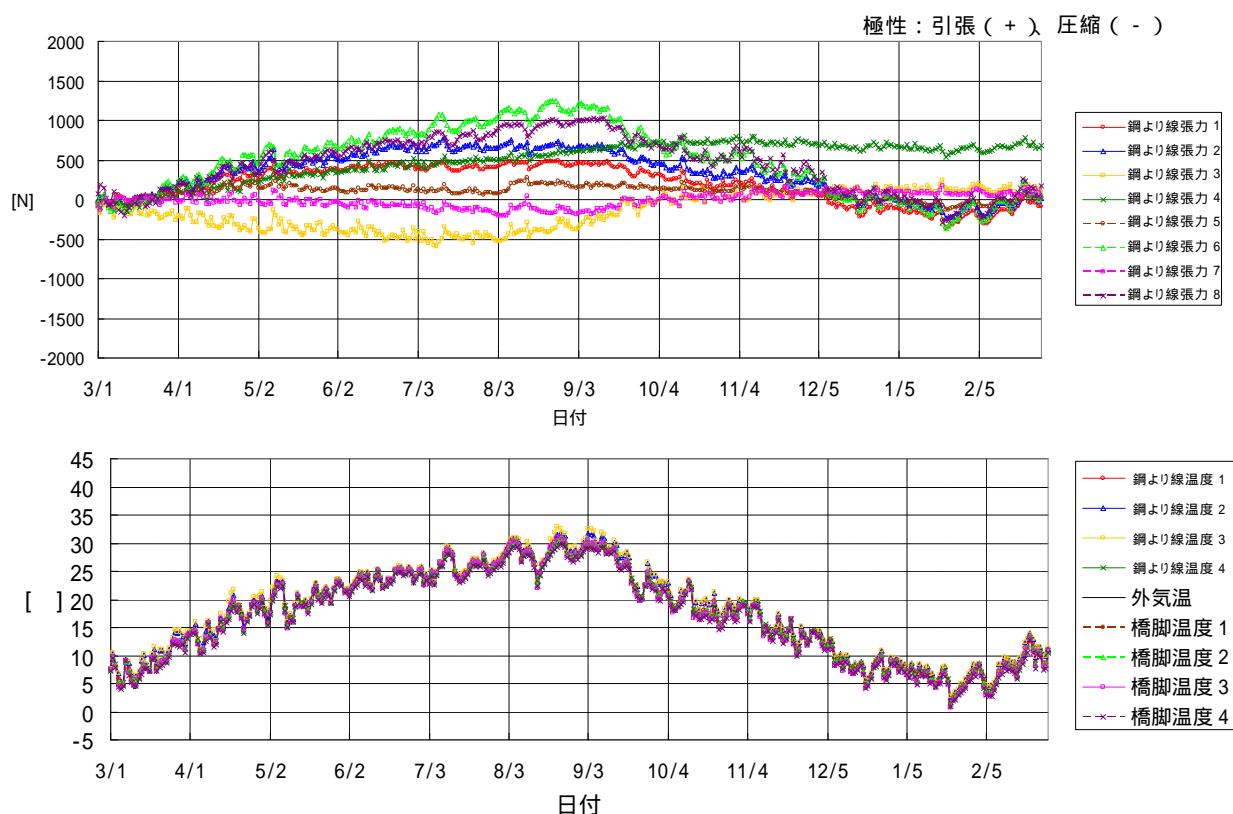


図-5.26 気温変動に伴う鋼より線張力（測点1～8）の経時変化

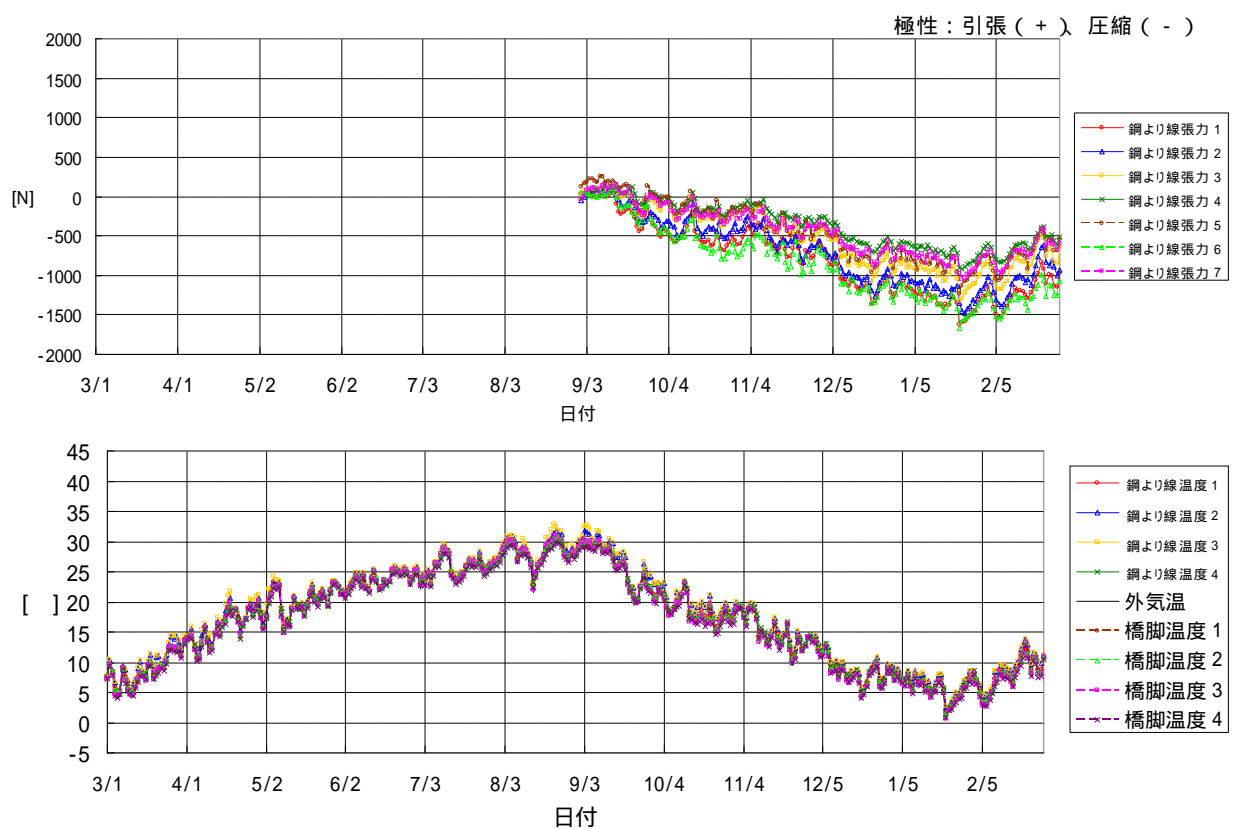
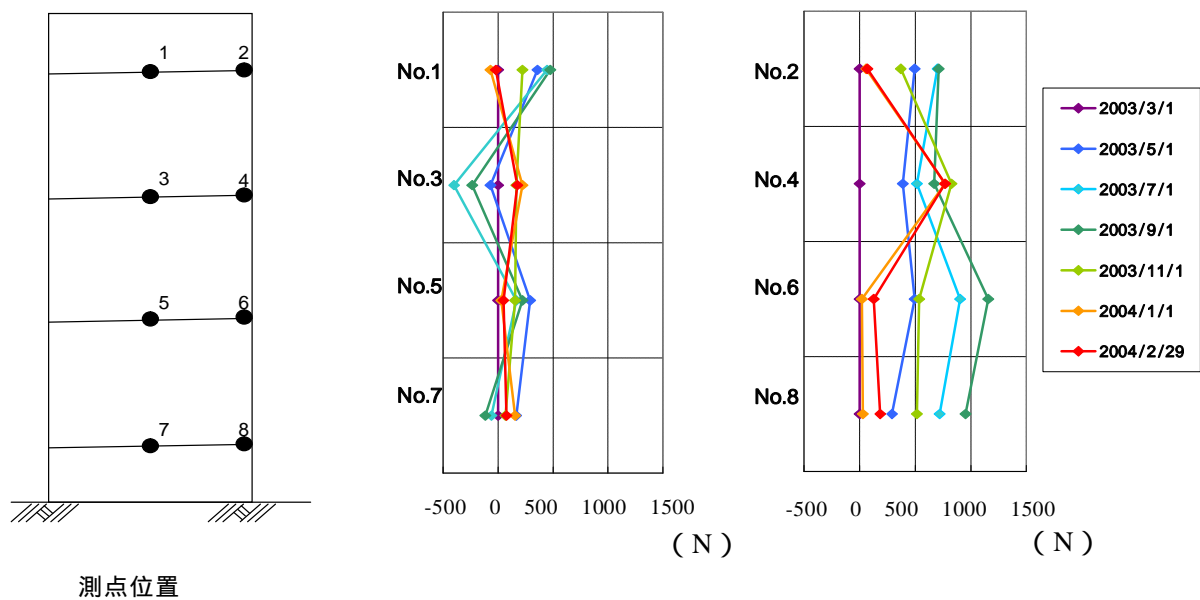


図-5.28 に円周方向測点の鋼より線張力の半年間(2003 年 9 月～2004 年 2 月)の経時変化を，図-5.29 に円周方向測点の鋼より線張力分布の経時変化を，図-5.30 に円周方向 8 測点の鋼より線張力の測定値の平均値と外気温の相関グラフを示す．図-5.26 に示す 1 年間の外気温の測定結果から，最高気温および最低気温に相当する変動が図-5.28 の半年間の測定期間中に発生しているので，図-5.28 の測定結果を用いて年変動の考察を行っても大きな差は生じないと考えられる．

図-5.28，図-5.29 から，柱軸方向と同様に冬季に鋼より線張力が減少する傾向があるが，各測点の減少量にはばらつきがあり，各測点と外気温は必ずしも相関関係を示さないが，図-5.30 の円周方向 8 測点の平均値と外気温の関係を見ると強い相関関係がみられ，その関係は約 $43\text{N}/^{\circ}\text{C}$ となっている．

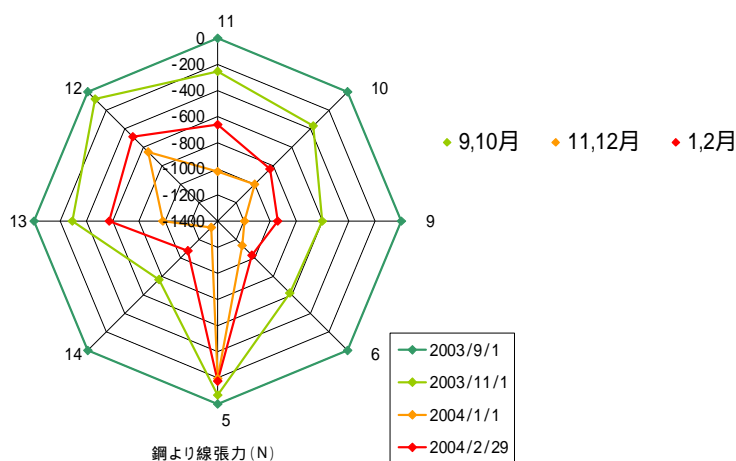


図-5.29 円周方向鋼より線張力分布の経時変化

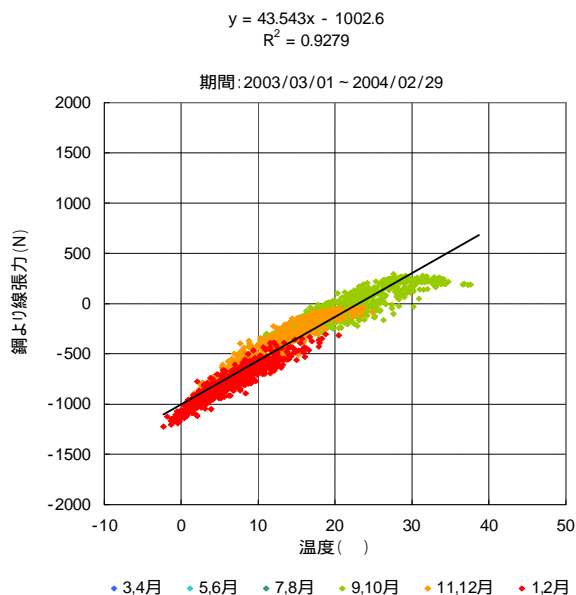


図-5.30 鋼より線張力平均値と外気温との相関

計測結果から鋼より線を巻立て補強する場合の緊張力管理の考え方について検討を行った。各測点の張力計測結果にはばらつきがみられ、かつ、その傾向も必ずしも同一ではない。その原因は、ア) 温度による影響(日変化、年変化等外気温の影響、日照の影響、鋼より線と既設柱との温度差等)、イ) 施工の影響(鋼より線の初期導入張力のばらつき、継手位置、鋼より線の曲げ加工等)、ウ) 摩擦の影響(鋼より線とセグメントとの摩擦)、エ) 構造系による影響(既設柱の拘束状態)、オ) その他(計測誤差等)が複合したものと考えられる。

鋼より線はスパイラル状に連続しておりかつアンボンド状態で使用されていること、また、過大な緊張力は必ずしも必要ではなく²⁾、交番載荷実験結果³⁾からも、全体の鋼より線が緩まない程度の緊張力を導入すれば良いことが確認できている。

そのため、計測結果を縦断方向、円周方向に細分して検討するよりも、全体としての挙動を把握することが必要である。表-5.5 は各測点における計測値の日平均値で整理したものである。

表-5.5 の年変化の値は、各測点ごとに日平均値を求め、長期変動値として1年間を通じた変動幅(=最大値 - 最小値)を算出した。

表-5.5 の日変化の値は、一日の気温差の大きい日を抽出し、短期変動値として各測点の1日の変動幅(=最大値 - 最小値)を算出した。

計測結果から、年変化の張力差が日変化の張力差を上回っており、年変化では摩擦力の作用しないセグメント間平均値の値がセグメント中央平均値を上回っている。

日変化では、気温差の大きいほうが必ずしも張力差が大きいとは言えない結果となっており、日変化としては、表-5.5 の気温差の大きい3日の平均値(セグメント中央平均値で447N)程度の張力差を考慮しておけば良いと考えられる。

緊張力管理は、鋼より線が緩まない程度の緊張力を導入すれば良いことから、年変動に日変動を考慮しなければならない。図-5.26 および図-5.29 より、夏季に施工した鋼より線が冬季に緩むことが確認できている。緊張力が緩む方向には最大で上記の日変動幅を加えておけば良いと考えられる。

緩む方向の最大変動幅としては、セグメント中央平均値の年変化1019Nに日変動幅の最大値を付加して、鋼より線張力の最大変動幅は1450N($1019 + 447$)程度と想定される。施工時の緊張力としては、気温変動の影響で鋼より線が緩まないように、図-5.30 および上記の測定結果から、安全側に考えて1450N以上の緊張力を確保するようにすれば短期的にも緩みを生じないと考えられる。

表-5.5 鋼より線張力等計測結果一覧表

時期	期間	スパイラル鋼線張力差			外気温() 差
		項目	測点	張力差(N)	
年変化	2003・3～	1日平均最大値	NO.14	1782	0.5～31.1
		1日平均最小値	NO.5	342	
	2004・2	セグメント中央平均値	NO.1,3,5,7,9,11,13	1019	30.6
		セグメント間平均値	NO.2,4,6,8,10,12,14	1336	
日変化	2003・4・17	最大値	NO.3	690	11.4～27.6
		最小値	NO.1・6	146	
		セグメント中央平均値	NO.1,3,5,7	406	
		セグメント間平均値	NO.2,4,6,8	253	
"	2003・10・1	最大値	NO.3	865	14.0～27.6
		最小値	NO.6	97	
		セグメント中央平均値	NO.1,3,5,7,9,11,13	355	
		セグメント間平均値	NO.2,4,6,8,10,12,14	274	
"	2004・2・20	最大値	NO.13	991	3.0～17.9
		最小値	NO.2	117	
		セグメント中央平均値	NO.1,3,5,7,9,11,13	579	
		セグメント間平均値	NO.2,4,6,8,10,12,14	325	

日変化は1日の気温差の大きい日を3日抽出した。

5.6 まとめ

本章では、アンボンドの状態にある鋼より線の挙動を把握するため、鋼より線がアンボンドの状態とボンドの状態のはり試験体を作製し静的載荷試験を行うとともに、はり試験体の有限要素解析を行い、鋼より線の付着性状の差異が変形性能等に与える影響を明らかにした。本検討の範囲内ではあるが、以下のことが明らかとなった。

アンボンド試験体およびボンド試験体ともに本工法によるせん断補強効果により優れたじん性を示し、せん断破壊することなく曲げ破壊した。

アンボンド試験体のひび割れは、ボンド試験体に比べ、はり軸方向および断面方向に分散して発生した。

アンボンド試験体とボンド試験体では、降伏から最大荷重に至る過程はアンボンド試験体とボンド試験体でほとんど差はないが、終局時の変位については、アンボンド試験体が大きな変形を示した。

はり試験体の軸方向鉄筋のひずみ分布および鉛直変位の分布については、両試験体に顕著な差異は見られなかった。

帯鉄筋および鋼より線のひずみ分布については、部材軸方向および断面方向ともにアンボンド試験体は、ボンド試験体よりも比較的広がりを持って分散する結果となった。

鋼より線のアンボンド効果は、変形性能においては顕著ではないが、鋼より線の円周方向ひずみにおいては平均的に分散化されており、本工法としての拘束効果を十分に機能させる点からは得策である。

セグメントの外周に巻き立てる鋼より線には、施工時の緩みを取り除く程度の緊張力を導入しセグメントと密着させ、より一層の拘束力を期待することとしているが、鋼より線は常に外気に接しており、温度変化により伸縮することが想定されるため、施工条件によっては施工時に導入した緊張力が開放され期待通りの拘束効果が得られないことが懸念された。

温度変化に伴う鋼より線の日変動や季節変動による伸縮量を把握し鋼より線の施工時緊張力管理に反映させることを目的として、鋼より線の温度変化に伴う伸縮について有限要素解析を行うとともに、約1年間を通じて得られた鋼より線の伸縮について分析し、適正な施工時緊張力を明らかにすることができた。得られた結果は以下のとおりである。

有限要素解析結果では、

鋼より線の伸縮は温度変化に追従して挙動するが、セグメントは熱伝導率が小さいため短期の温度変化に必ずしも追従できないため、両者の相対挙動は一定でない。

短期の温度変化を繰り返すと、鋼より線とセグメントとの伸縮量の差はマイナス側にシフトしていく傾向、すなわち鋼より線に引張力が作用するようになる傾向が認められる。

長期変動で緩やかな温度変化を与えた場合は、鋼より線もセグメントも温度変化に追従し、温度が上昇すれば鋼より線が伸びる結果となっている。

有限要素解析結果は、鋼より線とセグメントとの間の摩擦は考慮しておらず、また現実には短期温度変化を繰り返しながら長期的に気温が変動することから、現実には有限要素解析結果とは様相の異なる複雑な挙動を示すものと想定される。

1年間を通じた鋼より線張力の現場測定の結果は、ア)温度による影響(日変化、年変化等外気温の影響、日照の影響、鋼より線と既設柱との温度差等)、イ)施工の影響(鋼より線の初期導入張力のばらつき、継手位置、鋼より線の曲げ加工等)、ウ)摩擦の影響(鋼より線とセグメントとの摩擦)、エ)構造系による影響(既設柱の拘束状態)、オ)その他(計測誤差等)が複合したものと考えられ、複雑な挙動をしている。

1年間を通じた鋼より線の現場測定結果より、

外気温と鋼より線・既設柱温度の関係は外気温が最も大きく変動し、鋼より線・既設柱温度が追従する関係となっている。1年間の気温変動に伴う鋼より線張力の経時変化は、夏季に増加し冬季に減少している。

夏季に増加する原因として、セグメントと鋼より線との間において作用している摩擦力が温度の上昇に伴う鋼より線の伸びを拘束している状態で、温度上昇に伴うセグメントの膨張が鋼より線に引張力を与える方向に作用していると推定できる。

セグメント中央測点の張力変動が小さく、セグメント間測点の張力変動が大きい。この挙動の違いは、温度変化が同じであることから、セグメント中央測点側においては鋼より線とセグメントとの間の摩擦により鋼より線の張力が拘束されているのに対し、セグメント間測点においてはセグメントとの間の摩擦力が作用せず自由に伸縮できるため張力変動が大きく現われていると考えられる。

円周方向測点の鋼より線張力の経時変化については縦断方向と同様に冬季に鋼より線張力が減少する傾向がある．円周方向の張力の平均値と外気温との間の関係には強い相関があり，その関係は約 $43\text{N}/^\circ\text{C}$ となっている．

各測点の計測値はばらつきがある．各測点が独立しているのではなく連続していることを考えると，全体的な挙動としては，年変化でセグメント中央測点平均値で 1000N 程度，日変化で 450N 程度の変動幅と考えられ，鋼より線張力の最大変動幅は 1450N 程度と想定される．

施工時の緊張力としては，鋼より線が緩まない程度の緊張力を導入しておけばよい．気温の年変動が約 30°C であることや上記 および の測定結果から，安全側に考えれば 1450N 以上の緊張力を確保するようにすれば良い．

【第5章の参考文献】

- 1) 松田好史，中村敏晴，柴田輝和，北後征雄，宮川豊章：アンボンド横拘束筋を用いた耐震補強柱の挙動に関する研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，第4巻，p.417～p.424，2004.10
- 2) 森拓也，張 建東，川島一彦：PC鋼材で横拘束した円柱橋脚に関する実験的研究，Report No.TIT/EERG98-8，1998.6
- 3) 松田好史，中村敏晴，宮川豊章：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設RC柱の耐震補強，土木学会論文報告集，No.763 / -63，p.185-p.203，2004.6

第 6 章 結論

6.1 はじめに

近い将来発生する可能性が高いとされている東海地震，東南海地震，南海地震などの巨大地震についての検討が鋭意推進されている．2004 年 10 月，政府の地震調査委員会において今後 30 年以内の南海地震の発生確率は 40%程度から 50%程度に引き上げられた．また，2004 年 10 月 23 日，新潟県中越地震（M6.8，震度 7）が発生し走行中の新幹線列車が脱線するという新幹線史上初めての事態となった．兵庫県南部地震以降、鉄道 RC ラーメン高架橋等の耐震補強が進められてきているが，既設高架橋柱の耐震補強をさらに加速化させることが重要な課題となっている．

既設高架橋柱の耐震補強において一般的に採用されている鋼板巻立て補強工法は，経済的で補強後の形状が省スペースであるという長所があるが，重量物を扱うため施工上の制約も多く，また鋼板が既設 RC 柱の外周を覆っているため地震発生時の臨時点検の妨げとなり適切な初動体制の確保に支障が生じることが懸念されるなど維持管理上の課題も指摘されている．また，未対策箇所における既設高架橋柱の耐震補強を加速化させるためにも，さらに経済的で施工性が良く，日常点検等の妨げにならない維持管理に配慮した新しい耐震補強工法の開発が強く望まれている状況にある．

これまでコンクリート構造物はメンテナンスフリーとされ，維持管理が脚光を浴びることは少なかったが，1999 年に発生した山陽新幹線コンクリート問題が大きな契機となり，さまざまな分野でコンクリート構造物の品質管理や維持管理が見直されることとなった．

コンクリート構造物の維持管理においては，コンクリート構造物は十分な安全率をもって設計されており劣化は一般的には徐々に進行するものであることから，初回全般検査を実施してコンクリート構造物の変状や劣化の進行程度をできるだけ早い時期に把握しておくことが維持管理の基本となる．

今後，時間の経過とともに，維持管理の対象となる構造物は増加の一途をたどり，劣化の過程も潜伏期，進展期から加速期や劣化期へと進行していくものと想定されることから，コンクリート構造物の維持管理においては，容易に効率的に点検できることが益々重要となってくると考えられる．

既設構造物の RC 柱等の耐震補強に対しては，種々の材料を用いた各種耐震補強工法が開発されてきているが，ほとんどの耐震補強工法は，地震の影響により構造物が壊滅的に崩壊しないよう「補強すること」を目的に開発されたものであり，耐震補強された構造物を将来にわたって健全な状態で使用していくための視点やシナリオが不十分であると考えられる．

耐震補強法に求められる要件としては，「補強する」という最も重要な力学的な性能のほか，経済性や施工性や耐久性などの性能も求められるが，本研究では，これらの性能に加えて，耐震補強後の日常点検や地震発生後の臨時点検などの「維持管理の妨げとならない」ことを，耐震補強法に求められる重要な要件のひとつとして位置づけ，維持管理の容易な耐震補強方法について新しい方法を提案し研究成果を取りまとめた．

さらに、土木構造物の耐用期間は長く、供用中に発生する大地震に対しても常に目的とする耐震性能を確保し続ける必要があるため、耐震補強についても数十年レベルでの長期的な耐久性が求められる。鋼板巻立て補強工法では鋼板表面に塗装するのが一般的であるが、塗装の塗り替え費用のライフサイクルコストに与える影響が大きいことから、本研究においては、耐久性が十分確認されている材料の使用を基本に、せん断補強鋼材あるいは横拘束筋として使用している亜鉛めっき鋼より線の耐食性について既往の研究成果を取りまとめた。

本研究の目的は、鉄道 RC ラーメン高架橋等の耐震補強を進めるに際し、鋼板巻立て補強工法と同等以上の補強効果があり、鋼板巻立て補強工法よりも経済的で施工性が良く、日常点検や臨時点検が容易で耐久性のある耐震補強方法を開発し、その性能を実験や解析を通じて確認することである。

以下に、本研究から得られた結果を要約するとともに、耐震補強柱の維持管理のシナリオや今後の検討課題を記して本論文の結論とする。

6.2 本研究により得られた結論

「第2章 維持管理に配慮した耐震補強方法の提案」では、コンクリート構造物の維持管理の現状と課題について取りまとめ、現状を踏まえた新しい耐震補強方法を提案し、以下の結論を得た。

(a) 維持管理の現状と課題

- ・山陽新幹線は、完成後わずか30年を経ずして、高架橋等からのコンクリート片の剥落が相次ぐ事態となった。コンクリート片剥落事故を契機にコンクリート構造物の維持管理の必要性が再認識されることとなった。コンクリート片剥落の原因については、かぶり不足やコールドジョイントなどの初期欠陥のほか、中性化の進行や塩化物イオン量の影響など建設時の施工に大きく関係する事項が挙げられている。
- ・山陽新幹線コンクリート構造物の鉄筋腐食の主要因は中性化であり、塩化物イオン量が多いほど鉄筋腐食が進行する傾向が認められた。現状では、構造物の耐力としては問題がないと考えられるものの、将来にわたって永く健全性を維持していくためには、検査や補修を適切に実施するとともに、補修工法選定のフローに従って時機を得た補修や補強を行う必要がある。
- ・鉄筋コンクリート構造物の維持管理をより確実なものとしていくためには、点検結果の記録を蓄積し活用することへの転換を着実に進めていく必要がある。また、検査機器や補修材料・補修工法の効果的な開発にあたっては、メーカー側の協力や連携が不可欠である。また、補修等を実施するに当たってはより良い品質を確保する観点から工事従事者に対する資格認定制度の導入や長期間にわたる材料等の品質を保証する契約方式の検討等、品質向上や耐久性向上についてのハード・ソフト両面にわたるシステム化にも取り組んでいく必要がある。

- ・新設構造物の場合，初期欠陥を生じさせないように設計施工することが重要であり，施工時の品質確認がこれまでも増して重要となっている．初期欠陥をなくすことによって維持管理は大幅に軽減されることとなる．「初期欠陥や早期劣化の誘因が生じないよう」，「維持管理し易い」，「維持管理の妨げとならない」ことを念頭に設計し，入念に施工することが必要である．

（b）耐震補強の現状と課題

- ・既存の鉄道構造物に対して耐震補強を行う場合の基本的な考え方は，大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないよう必要な耐震補強を行うもので，耐震診断結果に基づき，せん断補強，じん性補強，曲げ補強などにより実施している．
- ・耐震補強は，構造物の特性，施工性，安全性，経済性，周辺環境に与える影響度に加え，維持管理の容易性等を勘案して実施すべきである．既設構造物を将来にわたって健全な状態で使用していくためには，耐震補強後の維持管理の容易性は重要な要因であるにも係わらず，日常点検や大規模地震発生時の臨時点検等の容易性にも配慮して開発された耐震補強工法は見当たらない．
- ・点検や補修の視点からは，耐震補強後においても既設 RC 柱の変状が，直接または間接的に目視確認できることが重要である．一般的に採用されている鋼板巻立て補強工法においては，既設 RC 柱は無点検維持管理の状態にあるといえるが，鋼板巻立て補強した既設 RC 柱を合理的に間接点検できる方法は現時点では見当たらない．
- ・日常点検や大規模地震発生時の臨時点検において，変状や損傷を直接的または間接的に目視確認できなくなるような耐震補強方法の採用は，慎重でなければならない．

（c）維持管理に配慮した耐震補強方法の提案

- ・既設 RC 柱の側面にかまぼこ状のコンクリートセグメント（以下「セグメント」と記す）を設置し，その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）をアンボンド横拘束筋として巻き立て補強する方法（以下「本工法」と記す）を考案し，設計施工に関わるコンセプトを明確にして本研究の中で体系的に検討した．
- ・そのコンセプトは，設計施工面においては，変形性能の十分な向上が期待できること，鋼板巻立て補強工法よりも，さらに安価であること，普通作業員が人力で容易に施工できること．維持管理面においては，地震の影響による損傷の有無や程度が容易に視認でき損傷箇所の補修が簡便であること，耐震補強実施後も既設 RC 柱の劣化状態の把握が可能で，点検や補修の妨げとならないこと，既設 RC 柱の中性化抑制効果が期待できること，などであり，本研究において確認することができた．

「第3章コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究」では，円形セグメントや扁平セグメントを用いた本工法によるラーメン高架橋柱の縮小試験体に加え，既往の耐震補強工法によるラーメン高架橋柱の縮小試験体を作製し静的正負交番載荷試験を実施し，既往の耐震補強工法との対比において，本工法の耐震補強効果やひび割れ視認性を実験的に明らかにするとともに変形性能の評価を行い，以下の結論を得た．

- ・本工法において補強された柱のじん性率は、鋼板巻立て補強工法，炭素繊維シート巻立て補強工法，スパイラル筋巻立て補強工法のじん性率と比較して同等以上で，曲げ破壊の変形性能に富む破壊性状を示した．
- ・ひび割れ発生を目視確認については、本工法で補強された柱ではセグメント端部の柱隅角部のひび割れおよびセグメント表面のひび割れ状況から柱の損傷状況を把握することが可能である．コンクリートセグメント表面に生じている損傷状況は，既設 RC 柱に生じている損傷状況と概ね等しく，目視で十分確認可能であることを確認した．地震発生時の臨時点検時には容易に効率的に点検できることになる．
- ・鋼より線の円周方向引張力が，セグメントを介して内部コンクリートに対する拘束力として面的に伝達されるため，セグメントにおける支圧分布幅が連続していれば，鋼より線の間隔の差異は，破壊性状や変形性状に大きく影響しない．
- ・円形セグメントと扁平セグメントとの形状差が変形性能に与える影響は小さい．したがって施工性や経済性の点からは扁平セグメントが有利である．
- ・柱下端の無補強区間が 0.25D（D：断面高さ）程度であれば，鋼板巻立て補強工法と同程度のじん性率 10 を確保できることから，必ずしも連続して補強を行うことが得策でない場合などには，適用可能である．
- ・本工法により補強された柱の変形性能評価については，鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹⁾（以下「耐震設計標準」と記す）を準用できるが，塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位の算定式に，セグメントや鋼より線による外部拘束効果を見込んだ補正を加えることで，より適切に評価することが可能である．

耐震設計標準においては最大荷重点に対応する変位（損傷レベル 2 限界点の変位） δ_m の算定式を，躯体変形による変位 δ_{m0} とフーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 δ_{m1} との和として定式化し，躯体変形による変位 δ_{m0} を塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} と塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} との和として算出することとしている．

すなわち，最大荷重点に対応する変位（損傷レベル 2 限界点の変位）は，

$$\delta_m = \delta_{m0} + \delta_{m1} = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (\text{式 6.1})$$

このうち，フーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 δ_{m1} および塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} については，本工法による補強を行った柱と従来工法による補強を行った柱で基本的に変わるところはない．したがって，本工法の変形性能の増加は塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} の差によるものとみなし，塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} に着目して変形性能の評価を行った．

耐震設計標準では，一連の RC 柱の実験結果に基づき，最大荷重点（損傷レベル 2 限界点）に対応する躯体変位のうち，塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} を帯鉄筋比 p_w の関数として与えている．

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (\text{式 6.2})$$

ここに， L_a ：せん断スパン

L_p ：等価塑性ヒンジ長

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a$$

d ：断面の有効高さ

θ_{pm} ：塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pm} = 0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \quad (\text{式 6.3})$$

$$\text{ただし，} \theta_{pm} \leq 0.04 \quad (\text{式 6.4})$$

k_{w0} ：帯鉄筋強度を考慮する係数

$$k_{w0} = f_{wy} / 390$$

f_{wy} ：帯鉄筋の引張降伏強度（N/mm²）

p_w ：帯鉄筋比

本工法の特徴である拘束効果の増加による変形性能の増加を評価するために式 6.3 を補正することを試みた．

既往の研究でも，他の要因が一定の場合，帯鉄筋比が大きくなればじん性率はほぼ線形的に増加することが明らかとなっていることから，既設 RC 柱の帯鉄筋と鋼より線が一体として横拘束筋として機能していると考え，本工法においても塑性ヒンジ回転角を横拘束筋比の関数として次式で算定することとした．

$$\theta_{pm} = 0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{ws} \cdot p_s) + 0.013 + \alpha \quad (\text{式 6.5})$$

$$\text{ただし，} \theta_{pm} \leq 0.07 \quad (\text{式 6.6})$$

ここに， k_{ws} ：鋼より線強度を考慮する係数

$$k_{ws} = f_{sy} / 390$$

f_{sy} ：鋼より線の引張降伏強度（N/mm²）

p_s ：鋼より線比（せん断補強筋比）

ここでは，既設 RC 柱の帯鉄筋と補強材としての鋼より線が全体として式 6.3 の $k_{w0} \cdot p_w$ として挙動するものと考え，式 6.6 に示すように，塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} は耐震設計標準に式 6.4 で示される上限値に 0.03 を加えた 0.07 を上限値とした．

式 6.5 において α は，鋼より線の円周方向引張力がセグメントを介して面的に既設 RC 柱を拘束するために塑性ヒンジの変形性能が向上する効果を回転角に考慮したもので，第 3 章で実施した実験結果から $\alpha = 0.03$ を得た．

本工法により補強された柱の変形性能は，耐震設計標準を準用するとともに，最大荷重点に対応する躯体変位のうち，塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} の算定に，セグメントと鋼より線による外部拘束効果を見込んだ式 6.5 および式 6.6 を用いることで，より適切に評価することが可能である．

また、実験で用いた試験体を対象に非線形有限要素解析を行い、実験結果との対比により、解析的検討の妥当性について検証し、本解析の範囲内ではあるが以下の結論を得た。

- ・非線形有限要素解析は、実験結果との対比において荷重 - 変位関係を概ね適切に表現できしており、本補強方法の挙動を把握する上で有効な手段であると考えられる。
- ・解析結果は、最大耐力程度までは概ね実験結果を模擬できるが、軸方向鉄筋の座屈以降の復元力の低下については、実験結果を十分に表せておらず実験結果よりも大きな値となっており、今後座屈モデルの適用等について検討していく必要がある。
- ・柱の軸方向鉄筋のひずみ分布は、降伏初期の値において実験値よりも少し大きい結果となっているが、概ね $4 \sim y$ 以降については、解析結果と実験結果には大きな差は認められず解析で鉄筋のひずみ分布を概ね表現できている。

「第4章 コンクリートセグメントおよび鋼より線のシステムに関する研究」では、セグメント形状について実験的および解析的検討を加えた。柱の側面に設置したかまぼこ状のセグメント形状については、補強後の柱断面形状が円形となるようなセグメントを用いた場合、計算上は柱側面を拘束する効果が最も大きいことになるが、セグメント重量が増し施工性が悪くなるほかセグメントそのもののコストアップにつながり経済性が低下する。また、高架下を活用している場合には、活用スペースに多少の制約を与えることになる。その反面施工性や経済性を優先してセグメントを薄く扁平状にした場合、セグメントが鋼より線からの支圧で破壊するようになり十分な拘束効果が得られない。セグメントの拘束効果を効率よく発揮するためには、終局時においてセグメントが支圧破壊や細ブロック化することなく鋼より線の円周方向引張力を既設柱に伝播できることが重要である。

セグメントの合理的な形状について解析および実験を行い、以下の結論を得た。

- ・直方体モデルによる予備解析の結果、解析モデルのメッシュの大きさが 10mm 程度であればひずみ分布は比較的滑らであり、支圧強度試験の結果を適切に評価できる。
- ・コンクリートセグメントの支圧強度解析の結果、荷重 - 変位関係はじん性のある挙動を示した。これは、セグメント端部から支圧破壊領域が徐々に進展していくためと考えられる。
- ・円弧部半径や端部厚さを変えたセグメントの実物大模型実験結果から、円形セグメント端部厚さ 80mm 以外のすべてのセグメントにおいて、セグメント端部の角欠けが発生した。さらなる施工性や経済性を追求する場合、セグメント端部の角欠け対策を検討する必要がある。
- ・セグメントの実物大模型実験結果から、最大鉛直荷重はセグメントの端部厚さが小さくなる程小さくなり、セグメント円弧部半径が大きくなる程小さくなる傾向が確認できた。
- ・鋼より線が降伏ひずみに達する前にセグメント端部が支圧破壊する箇所は、円形セグメントシリーズ、扁平セグメントシリーズ、扁平セグメントシリーズの順に多くなり扁平セグメントシリーズでは全ての端部が支圧破壊した。
- ・棒部材の設計せん断耐力の算定に用いるせん断補強鋼材の設計引張降伏強度の上限値 800N/mm^2 に対応する鋼より線のひずみ（約 4400μ ）を指標とした場合、鋼より線ひずみが 4400μ 以下で支圧破壊する箇所は、拘束比 0.62、端部厚さ 40mm の扁平セグメントの場合、

全 8 箇所中 1 箇所のみである。したがって、拘束比 0.62、端部厚さ 40mm の扁平セグメントは、実用上ほぼ妥当な形状と端部厚さを有していると判断できる。

- ・鋼より線のひずみ分布は、鋼より線単独部に対し、セグメント上でほぼ一定に低減されるとともに、セグメント上で多少の乱れがあるもののアンボンド効果で分散している傾向が確認できた。

本工法ではせん断補強鋼材として、強度、施工性、耐久性、経済性などを考慮し、電気分野では古くから広く用いられている亜鉛めっき鋼より線を使用している。亜鉛めっき鋼より線の材料特性を概括するとともに、鋼より線を連続して使用する場合に生じる継手や端部定着の方法に関して、新たな工夫を行い施工性に優れた方法を提案した。また本工法では、コンクリートセグメントの外周に、スパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線を巻き立てて使用しているが、アンボンドの状態であるため、常に外気や風雨に曝されている。このことから、亜鉛めっき鋼より線の耐食性について既往の研究成果を取りまとめ、以下の知見を得た。

- ・亜鉛めっき鋼より線の抜き取り試験の結果、規格値に対して、素線の引張荷重は 1.2 倍程度、より線の引張荷重は 1.3 倍程度、亜鉛付着量は 1.7～2.0 倍程度であった。
- ・鋼より線の定着については、電気分野で一般的に使用されているワイヤグリップを用いることで十分であるが、巻き立て方向と逆方向に回転し緩むことの防止対策として、セグメント端部と柱隅部との間に緩み防止金具を挿入する構造とした。
- ・鋼より線の継手については、直線用の巻付グリップに塑性変形を与えて曲げ加工した曲線用巻付グリップを新たに開発した。曲線用巻付グリップの静的引張強度については、電力会社規格の掌握力試験に定める試験方法に基づき、この継手が全強継手として使用できることを確認した。なお、この巻付グリップは人力で着脱が容易であり特別の器具も必要とせず、施工性に富むものである。
- ・コンクリートセグメントと鋼より線の間の摩擦力や施工時の初期緊張力の大きさについて、実物のセグメントを用いた室内実験や施工現場における緊張力試験により確認した。摩擦力の大きさとしては概ね 250N 程度と考えられ、鋼より線とセグメントが密着した状態になるためには、現場施工管理において、柱対角方向に 1500N 程度の緊張力を導入することで、鋼より線には 1200～1300N 以上の緊張力を確保するようにすれば良いことが確認できた。
- ・亜鉛めっきの耐食性は、環境によって大きく異なり、硫黄酸化物、窒素酸化物等の大気汚染物質や海塩粒子などの影響を強く受ける。
- ・(社)日本溶融亜鉛鍍金協会で実施している直近の 10 年間の長期大気暴露試験から得られた腐食速度のデータから、亜鉛めっき鋼より線の耐食性については、海岸地域で約 20～30 年、田園地域で約 90 年、都市工業地域で約 50 年と推定できる。

「第5章 コンクリートセグメントと鋼より線との相対挙動に関する研究」では、アンボンドの状態にある鋼より線の挙動を把握するため、鋼より線がアンボンドの状態とボンドの状態のはり試験体を作製し静的載荷試験を行うとともに、はり試験体の有限要素解析を行い、鋼より線の付着性状の差異が変形性能等に与える影響を明らかにし、本検討の範囲内ではあるが以下の結論を得た。

- ・アンボンド試験体およびボンド試験体ともに本工法によるせん断補強効果により優れたじん性を示し、せん断破壊することなく曲げ破壊した。
- ・アンボンド試験体のひび割れは、ボンド試験体に比べ、はり軸方向および断面方向に分散して発生した。
- ・アンボンド試験体とボンド試験体では、降伏から最大荷重に至る過程はアンボンド試験体とボンド試験体でほとんど差はないが、終局時の変位については、アンボンド試験体が大きな変形を示した。
- ・はり試験体の軸方向鉄筋のひずみ分布および鉛直変位の分布については、両試験体に顕著な差異は見られなかった。
- ・帯鉄筋および鋼より線のひずみ分布については、部材軸方向および断面方向ともにアンボンド試験体は、ボンド試験体よりも比較的広がりを持って分散する結果となった。
- ・鋼より線のアンボンド効果は、変形性能においては顕著ではないが、鋼より線の円周方向ひずみにおいては平均的に分散化されており、本工法としての拘束効果を十分に機能させる点からは得策である。

鋼より線の拘束効果を効率よく発揮するために、鋼より線には施工時の緩みを取り除く程度の緊張力を導入してあるが、鋼より線はアンボンドの状態の外気に接しているため温度変化の影響を受けて、鋼より線が緩むことが懸念された。温度変化に伴うセグメントと鋼より線の伸縮について有限要素解析を行うとともに、本工法により補強した実構造物において約1年間、セグメントおよび鋼より線の温度とひずみの測定を実施し、気温の変動がセグメントと鋼より線の温度伸縮による相対挙動に与える影響を把握し、以下の結論を得た。

有限要素解析結果では、

- ・鋼より線の伸縮は温度変化に追従して挙動するが、セグメントは熱伝導率が小さいため短期の温度変化に追従できず、両者の相対挙動は一定でない。
- ・短期の温度変化を繰り返すと、鋼より線とセグメントとの伸縮量の差はマイナス側にシフトしていく傾向、すなわち鋼より線に引張力が作用するようになる傾向が認められる。
- ・長期変動で緩やかな温度変化を与えた場合は、鋼より線もセグメントも温度変化に追従し、温度が上昇すれば鋼より線が伸びる結果となっている。
- ・有限要素解析結果は、鋼より線とセグメントとの間の摩擦は考慮しておらず、また現実には短期温度変化を繰り返しながら長期的に気温が変動することから、現実には有限要素解析結果とは様相の異なる複雑な挙動を示すものと想定される。

1 年間を通じた現場測定の結果では、

- ・ 鋼より線の張力変動は複雑な挙動をしている。外気温と鋼より線および既設柱温度の関係は外気温が最も大きく変動し、鋼より線および既設柱温度が追従する関係となっている。1 年間の気温変動に伴う鋼より線張力の経時変化は、夏季に増加し冬季に減少している。
- ・ 夏季に増加する原因として、セグメントと鋼より線との間において作用している摩擦力が温度の上昇に伴う鋼より線の伸びを拘束している状態で、温度上昇に伴うセグメントの膨張が鋼より線に引張力を与える方向に作用していると推定できる。
- ・ セグメント中央測点の張力変動が小さく、セグメント間測点の張力変動が大きい。この挙動の違いは、温度変化が同じであることから、セグメント中央測点側においては鋼より線とセグメントとの間の摩擦により鋼より線の張力が拘束されているのに対し、セグメント間測点においてはセグメントとの間の摩擦力が作用せず自由に伸縮できるため張力変動が大きく現われていると考えられる。
- ・ 円周方向測点の鋼より線張力の経時変化については縦断方向と同様に冬季に鋼より線張力が減少する傾向がある。円周方向の張力の平均値と外気温との間には強い相関があり、その関係は約 $43\text{N}/^\circ\text{C}$ となっている。
- ・ 各測点の張力計測値はばらつきがある。各測点が独立しているのではなく連続していることを考えると、全体的な挙動としては、年変化でセグメント中央測点平均値で、 1000N 程度、日変化で 450N 程度の変動幅と考えられる。
- ・ 施工時の緊張力としては、年変動や日変動の温度変化の影響により緩まないように、鋼より線には 1450N 以上の緊張力を確保するようにすれば良い。

6.3 耐震補強された柱の維持管理に関するシナリオと課題

耐震補強に係わる維持管理のシナリオとして、耐震補強された RC 柱において将来想定される変状や維持管理に対する現時点の取組みと今後の課題等を展望した。

(1) 耐震補強の実施

コンクリートセグメントと鋼より線を用いて、既設 RC ラーメン高架橋柱を耐震補強する方法を考案し、維持管理に配慮した新しい耐震補強工法として確立することができた。写真-6.1 に示すように、山陽新幹線岡山～博多間において、本研究の成果を用いて耐震補強が進められている。



写真-6.1 本工法による耐震補強の施工

鉄道高架構造としては、経済性からラーメン高架橋形式が一般的に用いられているため、耐震補強の対象となる柱の数は多く、したがって、耐震補強を実施した場合に点検や管理を行う個所も多くなる。

耐震補強に当たっては経済的に補強できることが重要であり、日常点検や臨時点検などの点検に当たっては、効率的に精度良く点検できることが重要である。

一般に維持管理においては、補強は「部材、構造物の耐荷性や剛性などの力学的な性能を回復、もしくは向上させることを目的とした対策」と定義される²⁾が、現在進められている耐震補強は、構造物の性能低下を回復するために実施するのではなく、構造物に要求する性能レベルが上がったために、その不足分を補うために予防保全的に実施されているものであ

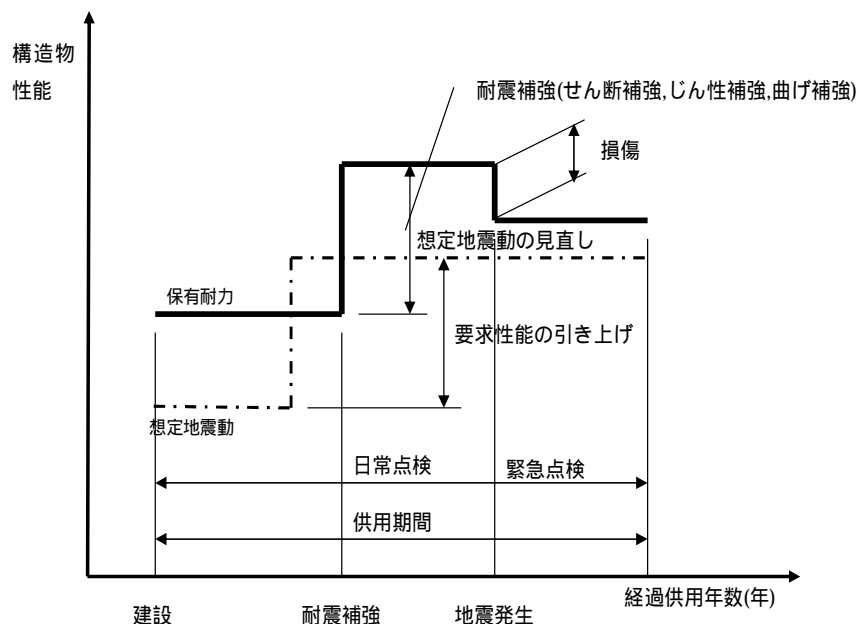


図-6.1 耐震補強の考え方

る．したがって，どの程度の性能を要求するのかによって，耐震補強すべき対象構造物の数量や補強方法が異なってくる．構造物の供用期間中における地震の発生確率やその大きさを予測することは困難であるから，想定地震動を受けた場合の構造物に許容する損傷レベルの大きさは，線区の重要度や復旧の困難性を考慮して適切に定める必要がある．

この場合，せん断破壊先行の柱やじん性率の小さい曲げ破壊先行の柱および橋脚の段落し箇所等のコンクリート構造物のみならず，盛土やボックスカルバート背面のアプローチブロックあるいはトンネルなど，それぞれの構造物が同等の耐震性能を有するよう弱点箇所を線区全体としてとらえて補強することが重要となる．さらに，河川内の橋脚については出水期の河川占用は許可されないと考えられるため，被災橋脚の補修が長期にわたって着手できない場合も想定されるので，河川内橋脚や緊急避難道路との交差箇所の橋梁については優先度を高めて補強することが重要である．

構造物に対し，どの程度の耐震性能を付与するのかは，公共交通機関としての社会的使命や安全に対する社会的責任に加えて鉄道事業としての経済合理性が求められることになる重要な課題である．

（２）日常点検や臨時点検における課題と対応

耐震補強は，構造物が想定地震動を受けた場合に壊滅的に崩壊しないことや地震発生後も速やかに構造物としての機能を果たすことを目的に実施するものであるので，耐震補強が日常点検や地震発生後の臨時点検および損傷を受けた場合の応急復旧の妨げとなるようなことがあってはならない．

未だ耐震補強していない構造物が被災した場合の対応について，補修・補強のガイドラインが示されている³⁾．しかし，耐震補強を行った構造物が大規模地震の影響を受けた場合の臨時点検に対する考え方を整理したものは見当たらない．

耐震補強を行った既設 RC 柱の日常点検や臨時点検における課題や対応について以下に列挙する．

（日常点検）

日常点検においては，コンクリート構造物に対して実施される点検の着目点^{4),5)}と基本的には変わりはない．高架橋の柱部材は常時荷重（死荷重や列車荷重や衝撃など）の作用下においては耐荷力については十分余裕のある設計となっているので，設計施工が適切に実施されていれば，いずれの方法により耐震補強した既設 RC 柱の日常点検においても，通常，特に問題となることはない．構造物に要求される性能（安全性能，使用性能，第三者影響度，景観・美観，耐久性能）²⁾のうち第三者影響度や耐久性能に関する点検の位置づけが重きを占めることとなる．

耐震補強を行った鉄道ラーメン高架橋柱の日常点検について，図-6.2 に点検の着眼点等を示す．鋼板巻立て補強工法による耐震補強が一般的に行われてきているので，図-6.2 においては，鋼板巻立て補強工法により補強を行った柱と，本研究の成果を用いて耐震補強を行った柱について整理した．

鋼板巻立て補強を行った場合

- ・ 鋼板内部の既設 RC 柱の変状の予兆把握は困難である．無点検維持管理²⁾の状態となっていることに配慮した対応をとる必要がある．
- ・ 例えば，十分に除塩されない海砂が使用され内部塩化物イオン量が高い場合は，鋼板内部の既設 RC 柱の劣化の進行状況をモニタリングできるよう，例えば定期的に自然電位や分極抵抗を測定するなどの配慮をしておくことが必要である．
- ・ また，高架橋柱は雨水が掛かりにくい構造であるため，建設時に反応性骨材が使用されていても変状が生じていない場合が多い．しかし，鋼板巻立て補強柱に雨水の侵入が生じた場合，水分を封じ込めることとなり，アルカリ骨材反応を助長することになる懸念があるので，できるだけ入念な止水措置を行っておくことが望ましい．
- ・ その他，鋼板の塗装の定期的な塗り替えが必要であり，費用確保の課題がある．

本工法による補強を行った場合

- ・ コンクリート構造物に対して実施される日常点検と変わるところはなく，事後維持管理²⁾の対応で良い．
- ・ 鋼より線は長期にわたって安定的な材料であるが，環境条件の厳しいところにおいては耐食性の確認が必要となる場合がある．取替えが必要となった場合は，ワイヤグリップ等を取りはずし，適当な位置で継手を設けて取替えることが容易にできる．

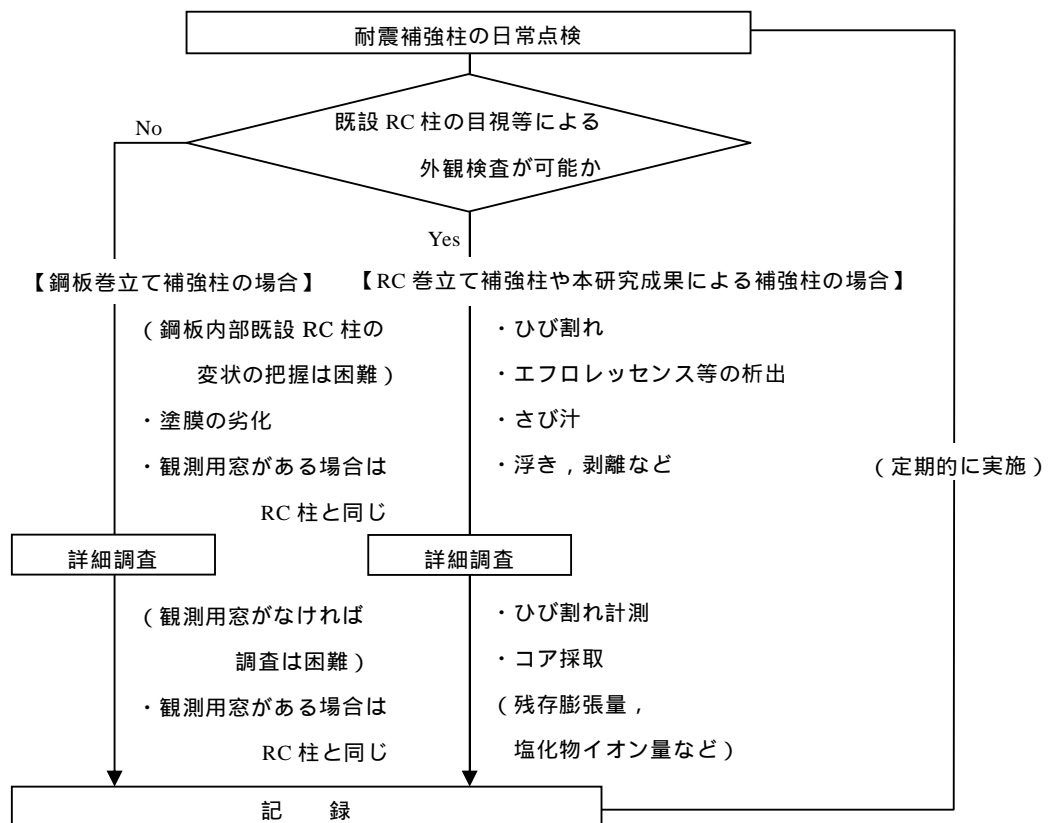


図-6.2 耐震補強を実施した柱の日常点検における着眼点等

(大規模地震発生時の臨時点検)

鋼板巻立て補強を行った場合

- ・大規模地震発生時において、ひび割れ発生などの損傷の有無や程度、あるいは位置を精度よく効率的に点検することが極めて困難である。既設 RC ラーメン高架橋の損傷度評価法について衝撃振動試験を利用した検討が進められているところである⁶⁾が、鋼板巻立て補強を行った柱の損傷把握に関する研究は見当たらない。
- ・安全性能については、構造物に著しい残留変形や軌道狂いが生じていなければ、ひび割れ発生による剛性低下を考慮した走行安全性の検討を行えば、列車運行を行うことに対して特に問題となることはない。構造物全体の残留変形の把握を容易にするために、鋼板補強柱表面に鉛直標を取り付けておくなどの対策が望ましい。

- ・鋼板巻立て補強を行った場合、図-6.3 に示すように地震動を受けた方向の柱面には、せん断ひび割れ等が発生するが鋼板の斜め引張作用による拘束を受けて、ひび割れ幅は大きくならないと想定される。しかし、地震動を受けた方向と直交する方向の柱面に発生する曲げひび割れは、軸方向鉄筋が座屈するような場合、鋼板は面外の押出し力には抵抗できないためひび割れ幅は大きくなると想定される。既往の研究からも矩形断面の柱に鋼板巻立て補強を行ってもコアコンクリートのはらみ出しを拘束できないことが明らかとなっている⁷⁾。

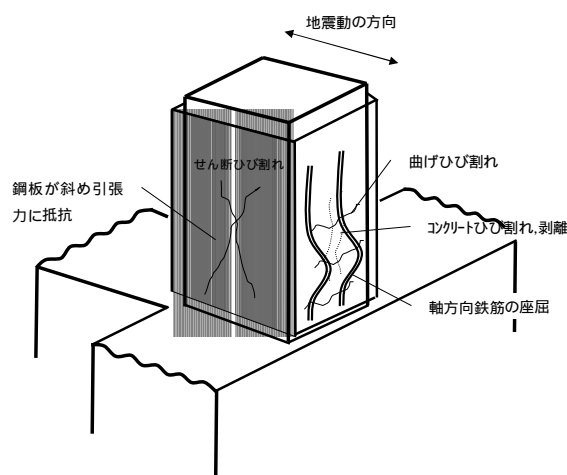


図-6.3 鋼板巻立て補強柱の損傷イメージ

- ・将来にわたって健全な状態で供用していくうえで、耐久性の観点から有害なひび割れが生じているか否かを判定することが困難である。鋼板の撤去復旧を行わずに非破壊で検査できる検査方法について、検討を進める必要がある。
- ・鋼板巻立て補強柱が大規模地震による損傷を受けた場合の再補修の要否判定や耐久性確保の観点から、応答塑性率に対応する鋼板巻立て補強柱の損傷評価について、今後実験的検討を進める必要がある。
- ・非破壊で耐久性に関する有害なひび割れを把握することができた場合、鋼板を巻き立てた状態のまま補修する効果的な方法が現時点では見当たらない。効果的な補修方法や効果の確認方法について検討を行う必要がある。

本工法による補強を行った場合

- ・事後維持管理²⁾の対応で良い。
- ・既設 RC 柱やセグメントに有害なひび割れが生じた場合は、既設 RC 柱を仮受けするなどしてセグメントを取りはずし、既設 RC 柱に対しては注入を行うなど一般的な RC 部材の補修と同様の対策を行えば良い。鋼より線は、腐食減量等を判定して再利用か否か

を判断すれば良い。

耐震補強を行った鉄道ラーメン高架橋柱の大規模地震発生時の臨時点検について、図-6.4に点検の着眼点等を示す。

臨時点検は、軌道などの線路設備や電柱などの電気設備に対しても実施し、異常があれば軌道整備や取替えを行う必要があるが、ここでは高架橋の柱に着目して整理した。

なお、軽微なひび割れの発生を伴う損傷を受けた高架橋において列車走行の安全性に係わる判定については、新設構造物の走行安全性評価の方法⁸⁾に準じて行うことができる。すなわち、新設構造物の走行安全性評価については、全断面有効とした剛性を用いて変位や変形の検討を行っているが、曲げひび割れが発生した場合は、復元力特性の割線剛性を用いるなど剛性低下を考慮して検討を行えば良い。

しかし、柱の上下端に塑性ヒンジが形成される程の大きな損傷を受けた場合は、合理的な計算方法がないので、走行安全性を確保するためには補修を行わなければならない。

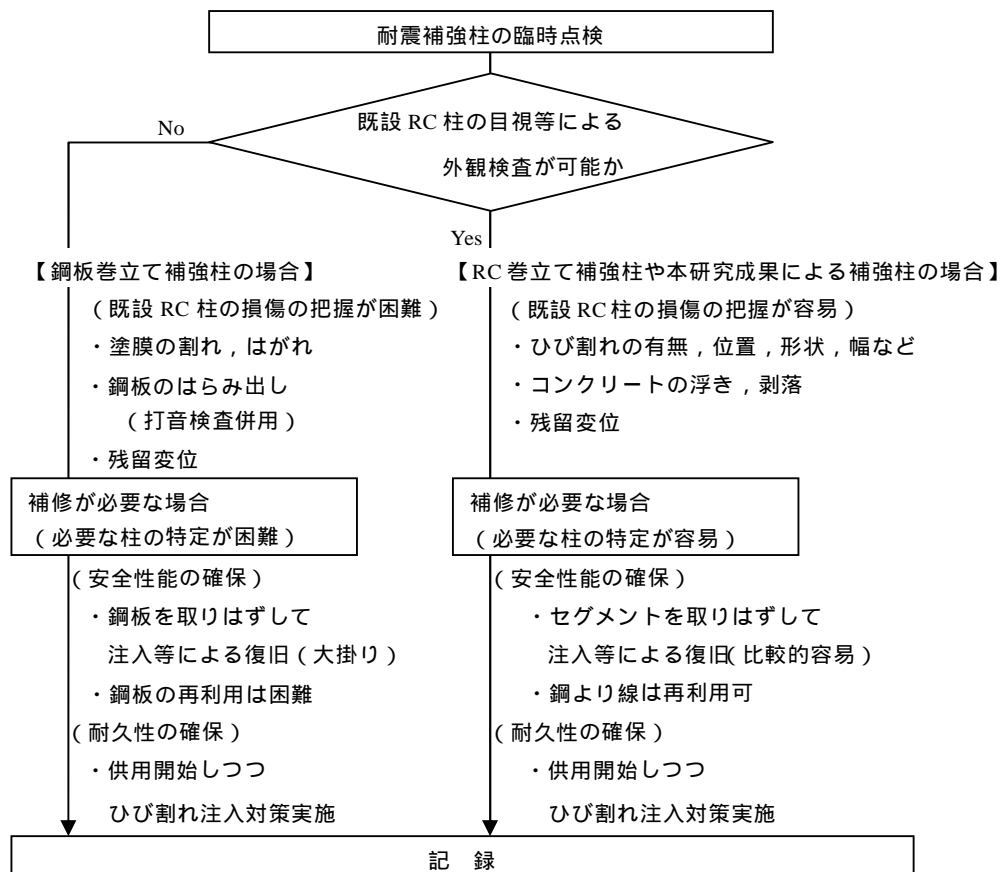


図-6.4 耐震補強を実施した柱の臨時点検における着眼点等

以上、施工実績の多い鋼板巻立て補強工法や本工法の適用について、維持管理の視点から今後の課題や点検の着目点を列挙し、既設 RC 柱の耐震補強を進めるに当たってのシナリオとした。

【第6章の参考文献】

- 1) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物設計標準・同解説(耐震設計)，1999.10
- 2) 土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編]，2001年1月
- 3) 宮川豊章，八田吉弘，森田雄三：被災コンクリート構造物の補修・補強ガイドライン(案)，コンクリート工学，Vol.34，No.11，1996.11
- 4) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針-2003-，2003.6
- 5) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'04，2004.1
- 6) 関 雅樹，西村昭彦，佐野弘幸，中野 聡：RC ラーメン高架橋の地震時損傷レベルの評価に関する研究，土木学会論文集 No.731 / -63，51-64，2003.4
- 7) M.J.N.Priestley，F.Seible，G.M.Calvi 著，川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，pp.409，1998年，技報堂出版
- 8) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，1999.10

謝 辞

本論文は、筆者が西日本旅客鉄道(株)鉄道本部施設部において、コンクリート構造物の維持管理の重要性と RC ラーメン高架橋柱の耐震補強の速やかな実施の必要性を実感した 1999 年から 2002 年の 3 年間の道程の中で、維持管理に配慮した既設 RC 柱の新しい耐震補強方法を着想し研究を進めてきた一連の成果をまとめたものです。この間、研究を進めるにあたり、多くの方々からご指導ご協力を頂きました。

京都大学大学院教授 宮川豊章 博士には、本論文をまとめる機会を与えて頂くとともに、琴線に触れる温かい勇気づけに励まされ、終始、懇切丁寧なご指導を賜りました。心より感謝し、厚くお礼申し上げます。筆者は、1976 年の国鉄入社以来、京都駅ビルの建設や京都府出向の期間を除いて、その大半を建設工事部門で過ごしてきました。しかし、1999 年、山陽新幹線のコンクリート問題発生と同時に、構造物の保守部門で維持管理の実態を直視する貴重な機会を得ました。この時、宮川豊章 教授からひとかたならぬご指導を頂き、コンクリート構造物の維持管理体系の見直しを進めることができました。また、この間、鳥取県西部地震や芸予地震を経験しました。山陽新幹線高架橋柱の耐震補強の再検討を進める過程で、本研究テーマを着想し、先生のご指導を得てまとめるに至ったことについて、度重なる偶然の不思議を感じています。先生との出会いがなければこのような研究成果を手にすることはなかったと確信します。

また、本論文のまとめに際し、京都大学大学院教授 田村 武 博士、京都大学大学院教授 朝倉俊弘 博士、京都大学大学院教授 岡 二三生 博士、京都大学大学院教授 大津宏康 博士からは、示唆に富んだご指導とご教示を賜りました。心よりお礼申し上げます。

西日本旅客鉄道(株)常務執行役員 河内 清 建設工事部長には多大なるご理解を頂き、終始、温かく見守って頂くとともに励ましの言葉をかけて頂きました。心より感謝申し上げます。

東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センター所長 石橋忠良 博士には、コンクリートセグメントの支圧試験の契機となる助言を頂きました。(財)鉄道総合技術研究所コンクリート構造研究室長(当時) 佐藤 勉 博士には、試験体の変形性能評価に係わる具体的な助言を頂きました。2 人の貴重な助言で壁を乗り越えることができました。心より感謝申し上げます。

本研究テーマは、西日本旅客鉄道(株)とジェイアール西日本コンサルタンツ(株)と(株)奥村組との共同研究で、筆者はこれを発案し企画推進したものでありますが、その成果は 3 社の共有財であります。貴重なデータの使用をはじめとして多くのご支援を頂きましたことに、厚くお礼申し上げます。

とりわけ、ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)技師長 北後征雄 博士には、共同研究者としてだけでなく、幅広い経験に立脚した適切な助言を頂きました。北後技師長の後押しがなければ本研究はスタートすることができなかったと言っても過言ではないことを記して感謝の意を表したいと思います。

西日本旅客鉄道(株)鉄道本部施設部マネジャー 中村圭二郎氏、同マネジャー 垣尾 徹 氏には、常に温かいご支援とご理解を頂きました。

また、(株)奥村組技術研究所主任研究員 中村敏晴氏、同主任研究員 三澤孝史氏には実験、データ整理、解析の全般において多大なご協力を頂きました。また、(株)奥村組関西支社土木工務部次長 柴田輝和氏には現場施工や現地計測を通じて生きた技術の一端を教えて頂きました。共同研究者の3人の支援がなければ、短期間で成果をまとめることは困難であったと思います。さらに、(株)奥村組技術本部土木部グループリーダー 向 広吉氏には、ユーザーの視点に立った適切な助言を頂きました。

神鋼鋼線工業(株)および東神電気(株)からは亜鉛めっき鋼より線等について、日本ゼニスパイプ(株)からはコンクリートセグメントについて、それぞれ技術資料の提供を受けご協力を頂きました。

各社の関係者の皆様方に心より感謝申し上げます。

最後になりましたが、西日本旅客鉄道(株)大阪建設工事事務所 川嶋篤司氏には、本論文の編集や校正作業において、献身的なご協力を頂きました。また、熱い想いを胸に抱き続けることができたのは、西日本旅客鉄道(株)大阪建設工事事務所をはじめとする筆者の周囲の理解と寛容のなせるところであり、改めて深く感謝申し上げます。

維持管理部門に身を置いて初めて、構造物の建設時や大規模改良時には初期欠陥を内在させてはならないことや将来にわたる維持管理のシナリオを考えておくことの重要性を痛感いたしました。本研究成果は、近い将来必ず発生すると言われている巨大地震に対して、耐震補強性能を確保しつつ、日常点検や臨時点検や補修などを効率的に行うための、維持管理のシナリオに基づいたひとつの答えであると考えます。本研究成果が、既設構造物の耐震補強や維持管理の一助となることを切に願うものです。

最後に、この度の取組みを通じて得られた感激を、次の世代を担う若い技術者に伝えとともに、その人たちがそれぞれの新たな目標に向かって努力することができるよう、筆者自身もさらなる研鑽を積み重ねて行かねばならないと感じています。

一層のご指導ご鞭撻をお願いいたしまして、謝辞とさせていただきます。